

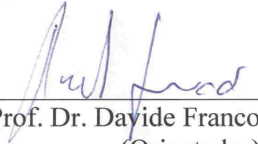
UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA  
CENTRO TECNOLÓGICO  
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA SANITÁRIA E  
AMBIENTAL

DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO DE EMISSÁRIOS  
SUBMARINOS

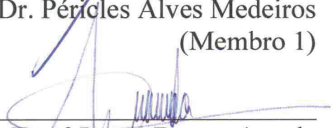
VINICIUS TERNERO RAGGHIANTI

Trabalho submetido à Banca Examinadora como parte  
dos requisitos para Conclusão do Curso de Graduação  
em Engenharia Sanitária e Ambiental – TCC II

BANCA EXAMINADORA:

  
\_\_\_\_\_  
Prof. Dr. Dayide Franco  
(Orientador)

  
\_\_\_\_\_  
Prof. Dr. Péricles Alves Medeiros  
(Membro 1)

  
\_\_\_\_\_  
Eng.º Lucas Barros Arruda  
(Membro 2)

FLORIANÓPOLIS (SC)  
MARÇO/2011

## **AGRADECIMENTOS**

A meu orientador, mestre e amigo, Prof. Davide Franco, por ter me dado suporte durante meu período de formação e por ter acreditado.

A minha namorada Angelita, pelo apoio nos momentos mais difíceis durante a realização deste trabalho.

A minha família pelo apoio e suporte incondicional e acima de tudo pela confiança.

Aos colegas do LAHIMAR pela parceria e pela permanente disposição em ajudar.

A todos meus amigos que participaram e contribuíram direta ou indiretamente para minha formação.

## SUMÁRIO

AGRADECIMENTOS .....	ii
LISTA DE FIGURAS .....	v
LISTA DE TABELAS .....	vi
RESUMO.....	viii
ABSTRACT.....	ix
1 INTRODUÇÃO .....	10
2 OBJETIVOS .....	12
2.1 Objetivo Geral .....	12
2.2 Objetivos Específicos .....	12
3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....	13
3.1 Sistemas de Disposição Oceânica de Esgotos Sanitários .....	13
3.2 Dispersão de Esgotos Sanitários no Oceano.....	16
3.2.1 Diluição de Esgotos Sanitários no Campo Próximo... ..	18
3.3 Hidráulica dos Condutos Forçados.....	24
3.3.1 Regimes de Escoamento.....	24
3.3.2 Equação da Energia (Bernoulli) .....	25
3.3.3 Perdas de Carga em Condutos Forçados .....	26
4 METODOLOGIA .....	30
4.1 Vazões do SDO Ingleses .....	30
4.1.1 Estudo Populacional .....	30
4.1.2 Cálculo das Vazões de Projeto .....	35
4.2 Dimensionamento Hidráulico do Emissário Submarino de Ingleses.....	36
4.2.1 Esquema Geral do Emissário de Ingleses.....	36
4.2.2 Roteiro de Cálculo Detalhado .....	39
4.3 Simulação do Comportamento da Pluma no Campo Próximo ...	44
4.3.1 Cálculo da Diluição Inicial pelo Ábaco de RAWN....	44
4.3.2 Parâmetros Adimensionais da Pluma no Campo Próximo.....	45

5	RESULTADOS E DISCUSSÃO.....	46
5.1	Vazões de projeto SDO Ingleses.....	46
5.2	Dimensionamento Hidráulico do SDO Ingleses.....	49
5.2.1	Dimensionamento do Trecho A-B-C .....	50
5.2.2	Dimensionamento do Trecho Difusor .....	51
5.2.3	Resultados do Dimensionamento Hidráulico .....	57
5.3	Análise dos Parâmetros da Pluma de Esgotos no Campo Próximo.....	60
6	CONCLUSÕES .....	65
7	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	67

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1– Esquema geral de um sistema de disposição oceânica de esgotos sanitários (GONÇALVES & SOUZA, 1997). .....	14
Figura 2 – Difusor ( <i>riser</i> ) de um emissário submarino. ....	15
Figura 3 – Comparação entre uma chaminé e um emissário submarino (GONÇALVES & SOUZA, 1997).....	17
Figura 4– Ábaco Desenvolvido por RAWN, BOWERMAN, BROOKS (1960), ABRAHAN (1963) Relacionando Diluição no Campo Próximo com o Número de Froude, a Profundidade ( $Y_o$ ) e o Diâmetro dos Orifícios Difusores (d) .....	19
Figura 5– Difusores com saídas em forma de “T” (TIAN et al. 2004) .	20
Figura 6 - Fatores ambientais e parâmetros físicos dos difusores em ambientes sem variação da densidade na coluna d’água. (TIAN <i>et al.</i> 2004) .....	20
Figura 7 - Regimes de escoamento em função do número de Froude corrente F (ROBERTS, 1979).....	22
Figura 8 – Diagrama de Moody .....	28
Figura 9– Mapa da Ilha de Santa Catarina. Distrito de Ingleses e posição do emissário em destaque.....	37
Figura 10 - Perfil batimétrico da região de implantação do emissário ..	38
Figura 11 – Esquema geral do emissário submarino e concepção adotada no dimensionamento hidráulico (sem escala).....	38
Figura 12 - Esquema geral de um orifício de tubulação difusora de um emissário submarino (adaptado WOOD, WILKINSON 1993).....	40
Figura 13 – Detalhe da geometria do difusor considerado no cálculo (adaptado WOOD, WILKINSON 1993).....	40
Figura 14 – Fluxograma do método iterativo utilizado no dimensionamento hidráulico. ....	42
Figura 15 – Geometria dos <i>risers</i> considerados na planilha Vp e Vr. ....	43
Figura 16 – Geometria dos <i>risers</i> considerados na planilha Tp e Tr. ....	44
Figura 17 – Coeficientes K adotados no cálculo das perdas de carga localizadas. ....	53

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Principais Sistemas de Disposição Oceânica no Brasil e no Mundo (SABESP, 2009).....	16
Tabela 2 - Fluxos de vazão, momentum e empuxo de fontes lineares..	21
Tabela 3 – Valores do coeficiente K para reduções bruscas. (PORTO, 2004) .....	29
Tabela 4 – Valores do coeficiente K para acessórios diversos. (PORTO, 2004) .....	29
Tabela 5– Projeção populacional para o município de Florianópolis em número de habitantes. CAMPANÁRIO (2007) .....	30
Tabela 6 – Projeção populacional para os distritos administrativos de Florianópolis – em número de habitantes. CAMPANÁRIO (2007).....	31
Tabela 7 – Projeção da população residente mais flutuante para os distritos administrativos de Florianópolis em número de habitantes. CAMPANÁRIO (2007) .....	32
Tabela 8– Projeção da população residente para o distrito de Ingleses em número de habitantes CAMPANÁRIO (2007) .....	33
Tabela 9– Projeção da população flutuante para o distrito de Ingleses em número de habitantes CAMPANÁRIO (2007) .....	33
Tabela 10– Projeção da população residente mais flutuante para o distrito de Ingleses em número de habitantes CAMPANÁRIO (2007)	34
Tabela 11 – Projeção da população residente para os distritos do norte da Ilha de Santa Catarina em número de habitantes. CAMPANÁRIO (2007).....	34
Tabela 12 – Projeção da população residente mais flutuante para os distritos do norte da Ilha de Santa Catarina em número de habitantes. CAMPANÁRIO (2007) .....	35
Tabela 13– Características da tubulação difusora (CASAN/RIMA 2009) .....	36
Tabela 14– Vazões médias ( $Q_m$ ) para a população residente dos distritos do norte da Ilha de Santa Catarina. (L/s).....	46
Tabela 15– Vazões médias ( $Q_m$ ) para a população residente mais flutuante dos distritos do norte da Ilha de Santa Catarina. (L/s) .....	47

Tabela 16– Vazões máximas ( $Q_{\max}$ ) para a população residente dos distritos do norte da Ilha de Santa Catarina. (L/s) .....	47
Tabela 17– Vazões máximas ( $Q_{\max}$ ) para a população residente mais flutuante dos distritos do norte da Ilha de Santa Catarina. (L/s) .....	47
Tabela 18– Vazões mínimas ( $Q_{\min}$ ) para a população residente dos distritos do norte da Ilha de Santa Catarina. (L/s) .....	48
Tabela 19– Vazões mínimas ( $Q_{\min}$ ) para a população residente mais flutuante dos distritos do norte da Ilha de Santa Catarina. (L/s) .....	48
Tabela 20 – Resultado do dimensionamento hidráulico para uma vazão de 200 L/s utilizando a Planilha Tr. ....	55
Tabela 21 – Resultado do dimensionamento hidráulico para uma vazão de 200 L/s utilizando a Planilha Vp. ....	55
Tabela 22 – Resultado do dimensionamento hidráulico para uma vazão de 200 L/s utilizando a Planilha Vr. ....	56
Tabela 23 – Resultado do dimensionamento hidráulico para uma vazão de 200 L/s utilizando a Planilha Tp.....	56
Tabela 24 – Cargas em cada difusor e carga de pressão necessária na chaminé de equilíbrio para as vazões calculadas. ....	58
Tabela 25 – Velocidades em cada difusor para as vazões calculadas. ..	59
Tabela 26 – Valores do Froude Densimétrico em cada difusor para as vazões calculadas. ....	63
Tabela 27 – Valores de $X_n$ e $S_n$ para as vazões calculadas.....	63

## RESUMO

O município de Florianópolis está expandindo a rede coletora de esgotos sanitários em todos os distritos. Por se tratar de uma Ilha, Florianópolis tem condições limitadas para tratar seus efluentes. Nenhum corpo hídrico tradicional (rio ou lago) pode receber efluente de esgotos tratados no município. Para solucionar esta questão, a única alternativa disponível na Engenharia Sanitária tradicional é um Sistema de Disposição Oceânica (SDO). Este sistema é projetado para aproveitar a enorme capacidade de diluição e depuração dos oceanos no tratamento de efluentes domésticos. Este trabalho tem por objetivo principal realizar o dimensionamento hidráulico de um SDO. O trabalho utilizou como estudo de caso o SDO que está sendo proposto para ser implantado no balneário de Ingleses, no Norte da Ilha de Santa Catarina. De acordo com o RIMA do empreendimento, o SDO de Ingleses tem vazão de projeto de 200 L/s. Este trabalho analisou o estudo populacional do município e a partir do mesmo calculou as vazões de esgotos que seriam geradas na região norte de Florianópolis. Foram obtidas vazões que variam de 40 L/s a aproximadamente 2000 L/s, dependendo da região de abrangência do sistema e do período (alta ou baixa temporada). Com estas vazões utilizou-se um método iterativo para dimensionar o SDO, obtendo a carga necessária para operação do sistema, além das velocidades de escoamento de cada difusor. Este dimensionamento foi realizado em 4 planilhas que fazem considerações e aproximações diferentes no dimensionamento. Além do dimensionamento, este trabalho avaliou os principais parâmetros de comportamento da pluma de dispersão de esgotos no campo próximo. Os resultados mostraram que de maneira geral o SDO proposto é adequado para vazões até 200 L/s. No entanto, a região do norte de Florianópolis irá produzir vazões muito superiores em um futuro muito próximo, o que leva a concluir que o sistema está subdimensionado.

**Palavras Chave:** Emissários Submarinos, Dimensionamento Hidráulico, Campo Próximo.



## ABSTRACT

The city of Florianopolis is expanding the sewage collection network in all the districts. Because it is an island, the conditions to treat their domestic effluents are limited. No traditional water body (river or lake) can receive treated sewage effluent in the city. To resolve this issue, the only alternative available in the Sanitary Engineering is an Oceanic Disposal System (ODS). This system is designed to take advantage of the tremendous capacity for dilution and decaying of the oceans in the treatment of domestic effluents. This study has the aim of making the hydraulic design of an ODS. The work used as a case study the ODS that is being proposed to Ingleses beach in northern of Santa Catarina Island. According to project design, the ODS would have a flow rate of 200 L/s. This paper analyzed the study population of the municipality and the estimated flow of sewage that would be generated in the north of Florianopolis. We obtained flow rates that vary from 40 L/s to about 2000 L/s, depending on the region covered by the system and period (high or low season). With these flows, we used an iterative method to scale the ODS, getting the load required for operation of the system and the flow velocity of each diffuser. This scaling was performed in 4 spreadsheets that make different approaches and considerations in the design. Beyond the design, this study evaluated the main parameters of the behavior of plume dispersion in the near field. The results showed that in general the proposed ODS is suitable for flows up to 200 L/s. However, the northern region of Florianopolis will produce much higher flows in a very close future, which leads to the conclusion that the system is undersized.

**Keywords:** Outfall, Hydraulic Design, Near Field.

# 1 INTRODUÇÃO

O município de Florianópolis possui menos da metade de sua população com acesso a rede coletora de esgotos. A outra parcela utiliza sistemas individuais (fossas sépticas) para tratar seus efluentes ou lança estes na rede de galeria pluviais do município.

Por se tratar de uma ilha, Florianópolis tem características territoriais bem particulares. Nossa hidrografia é composta de grandes bacias que deságuam no mar e, de certa forma, todo o esgoto gerado na Ilha tem como destino final o mar.

Um sistema de esgoto tradicional funciona da seguinte maneira: a rede de tubulações coleta os efluentes nas residências e transporta o mesmo até uma Estação de Tratamento de Esgoto (ETE), que após o tratamento vai descartar o efluente tratado em algum corpo hídrico.

Os rios e lagoas da Ilha de Santa Catarina não têm condições de receber todo o efluente gerado de Florianópolis, e para expandir o acesso à rede coletora de esgotos é necessário estudar alternativas de disposição final deste, grande volume de esgoto que se pretende que seja tratado. Nesse contexto, uma alternativa que vem sendo proposta é a implantação de um Sistema de Disposição Oceânica (SDO) para a disposição final do esgoto tratado.

Um SDO funciona de maneira similar ao tradicional. A diferença é que após o tratamento o esgoto é lançado através de um Emissário Submarino, a uma grande distância da costa em grande profundidade dentro do mar.

Um sistema desses, operando corretamente, deve ser projetado para diluir adequadamente o efluente, mantendo a pluma afastada da praia, garantindo a balneabilidade e o bom aspecto visual da água, além de não causar grandes impactos no meio marinho.

A maior ETE de Florianópolis e do estado de Santa Catarina, a ETE Insular, dispõe seu efluente final na baía sul da Ilha de Santa Catarina, porém de dimensões e capacidades bem reduzidas.

Este trabalho tem o objetivo de realizar o dimensionamento hidráulico de um emissário submarino, proposto para o Balneário de Ingleses em Florianópolis, e analisar o comportamento inicial da pluma de dispersão logo após a saída dos difusores.

Este dimensionamento será realizado a partir dos conceitos básicos de Hidráulica dos condutos forçados em regime de escoamento permanente e turbulento. Assim será possível calcular todos os parâmetros hidráulicos relevantes para a operação de um sistema desses.

Em seguida será feita a análise do comportamento hidráulico da pluma (diluição inicial) de acordo com as vazões de operação deste sistema. Estas vazões de operação serão definidas através de cenários estabelecidos, sendo estes definidos de acordo com as projeções populacionais para a região, considerando a população residente e flutuante, e pelo Estudo de Impacto Ambiental contratado pela empresa CASAN para o empreendimento.

Por fim, será discutida a viabilidade deste sistema, da maneira como está sendo proposto para a região, considerando os aspectos analisados pelo trabalho.

## **2 OBJETIVOS**

### **2.1 Objetivo Geral**

Realizar o dimensionamento hidráulico do Sistema de Disposição Oceânica que está sendo proposto para o balneário de Ingleses, em função da projeção populacional do município de Florianópolis. A partir desta solução, avaliar o comportamento da pluma do efluente no campo próximo, com base em diferentes cenários de população e de fatores ambientais.

### **2.2 Objetivos Específicos**

- Estimar vazões de esgotos sanitários de acordo com a projeção de população para os distritos da região norte de Florianópolis.
- Desenvolver uma planilha eletrônica para executar o dimensionamento hidráulico do Sistema de Disposição Oceânica de Ingleses.
- Avaliar os parâmetros de comportamento da pluma de esgotos no campo próximo de acordo com o dimensionamento realizado.

### **3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

#### **3.1 Sistemas de Disposição Oceânica de Esgotos Sanitários**

Os Sistemas de Disposição Oceânica (SDO) podem ser considerados como um sistema de tratamento de esgotos. Tal método consiste em promover o tratamento de efluentes através de processos naturais de diluição, dispersão e assimilação após um adequado pré-tratamento em terra, visando a redução das concentrações de poluentes a níveis admissíveis pela legislação nas áreas de uso benéfico, especialmente aquelas relacionadas ao banho e esportes aquáticos ou a atividades de aquicultura.

Um sistema de disposição oceânica (SDO) deve ser projetado para aproveitar a capacidade natural de dispersão e depuração do oceano. Os fatores principais que condicionam o oceano como um corpo receptor para um SDO são: o enorme volume de água para diluição do efluente, alta disponibilidade de oxigênio dissolvido e a condição hostil para a sobrevivência de microrganismos.

Para projetar um SDO, os seguintes aspectos devem ser considerados:

- Tipo do efluente;
- Hidrodinâmica local das correntes marítimas;
- Efeitos de maré;
- Efeitos meteorológicos;
- Batimetria;
- Contornos terrestres.

Além disso, o projeto deve estar em conformidade com o Plano de Gerenciamento Costeiro e com as legislações ambientais aplicáveis. Quanto ao aspecto técnico, o mesmo deve seguir diretrizes mundialmente conhecidas, determinadas pelo Protocolo de Annapolis (OMS/USEPA 1999).

A composição de um SDO está esquematizada na figura abaixo.

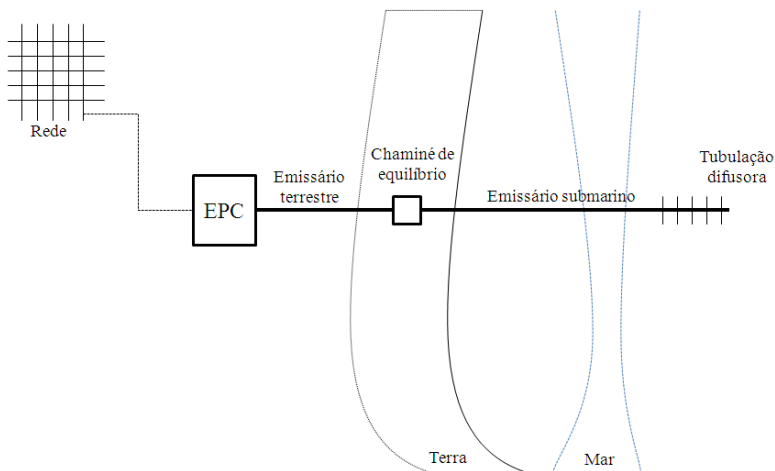


Figura 1– Esquema geral de um sistema de disposição oceânica de esgotos sanitários (GONÇALVES & SOUZA, 1997).

A EPC – Estação de Pré Condicionamento – tem a função de reduzir as concentrações dos poluentes e contaminantes presentes nos esgotos brutos a serem dispostos. A EPC pode ser implantada com tratamento preliminar, primário ou secundário, sendo que este aspecto deve ser definido de acordo com uma análise técnica, econômica e ambiental, que deve considerar:

- A composição do esgoto;
- Os padrões de qualidade do corpo receptor;
- O grau de difusão do corpo receptor;
- A localização do ponto de lançamento.

Em geral, no Brasil, as EPCs possuem apenas tratamento preliminar, onde apenas os sólidos grosseiros, presentes no efluente, são retirados através do gradeamento e da caixa de areia.

Os emissários terrestres e submarinos são destinados a conduzir os efluentes de forma hidraulicamente adequada, desde a EPC até a tubulação difusora. O emissário submarino é uma tubulação que pode ser de Polietileno de Alta Densidade (PEAD) e/ou aço revestido de concreto.

A câmara ou chaminé de equilíbrio é uma unidade auxiliar ao processo de bombeamento que garante a estabilidade do bombeamento do esgoto pré-condicionado em regime contínuo e uniforme.

A tubulação difusora ou trecho difusor possui orifícios (difusores) convenientemente espaçados, pelos quais os esgotos são lançados com vazão e velocidade dimensionados para que haja uma diluição inicial adequada.

Os orifícios da tubulação difusora podem possuir diversas formas geométricas. Em geral utilizam-se tubos acoplados verticalmente na tubulação principal, com o formato de “Tê”. Estes dispositivos também são denominados de “*risers*”.



Figura 2 – Difusor (*riser*) de um emissário submarino.

O processo dispersivo do efluente lançado ao mar através, de emissário submarino, possui três fases distintas, sendo:

- Fase 1 - de **diluição inicial**, onde as forças de empuxo, quantidade de movimento do efluente e os efeitos dinâmicos das correntes locais, que resultam em uma rápida mistura e diluição do efluente no corpo d'água receptor;
- Fase 2 - representada pelo **espalhamento dinâmico** horizontal e o colapso vertical da pluma após alcançar sua altura terminal;

- Fase 3 - que consiste na **difusão turbulenta passiva e na advecção** produzidas pelas correntes oceânicas na região de estudo.

Tabela 1- Principais Sistemas de Disposição Oceânica no Brasil e no Mundo (SABESP, 2009).

<b>País</b>	<b>Local</b>	<b>Vazão (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>Extensão (m)</b>	<b>Profundidade (m)</b>
EUA	Boston	55,6	15.000	30
	Los Angeles (Hyperion)	19,7	8.086	57
	San Diego (Point Loma)	10,5	7.245	95
Portugal	Estoril	5,9	2.750	41
Itália	Palermo	12,0	1.795	40
Taiwan	Taipei (Pa- Li)	22,0	6.660	43
Turquia	Kadikoy	7,2	2.280	51
Brasil	Ipanema/RJ	12,0	4.325	26
	Salvador/BA	2,0	2.350	28
	Maceió/AL	4,2	3.100	15

A maioria dos SDOs em operação possuem apenas tratamento preliminar (remoção de sólidos grosseiros) e desinfecção em alguns casos.

### 3.2 Dispersão de Esgotos Sanitários no Oceano

Um tubo difusor de um emissário submarino pode ser comparado a uma chaminé de efluentes gasosos de alguma indústria (GONÇALVES & SOUZA, 1997). Tanto a chaminé como o emissário tem a função de promover a dispersão de um efluente em ambiente estratificado de densidade diferente.



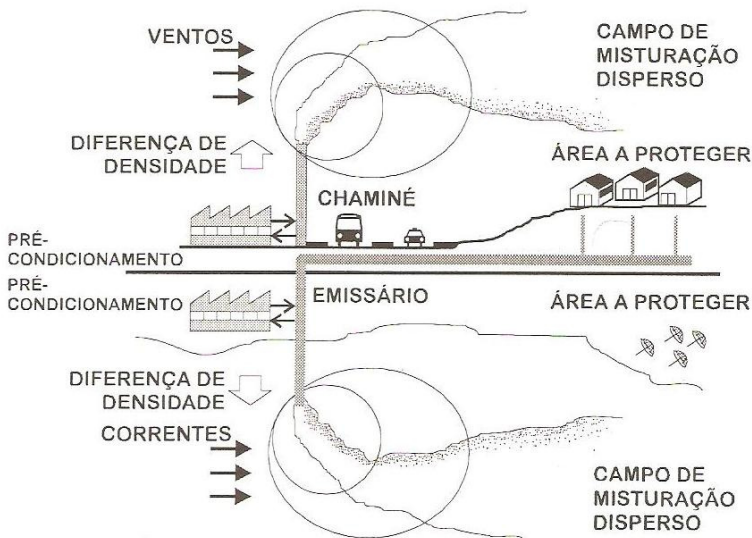


Figura 3 – Comparação entre uma chaminé e um emissário submarino (GONÇALVES & SOUZA, 1997).

A dispersão do efluente no meio marinho se dá em dois momentos distintos, sendo estes:

- **Campo próximo** (Fase 1 e 2) - dominado pela turbulência gerada pelos jatos efluentes da tubulação difusora, forças de empuxo, escoamento ambiente e perfis de densidade;
- **Campo afastado** (Fase 3) - onde predominam a turbulência gerada pela hidrodinâmica local.

No campo próximo ocorre a diluição inicial do efluente e a mesma depende exclusivamente das condições físicas do corpo receptor e das características de projeto dos difusores. Já no campo afastado as condições oceanográficas que determinam o comportamento da pluma.

No caso de emissários de esgoto sanitário, o efluente possui uma massa específica inferior a da água do mar. Portanto, o cone de mistura que se formará, irá se elevar em direção a superfície livre,

podendo atingi-la ou não, dependendo das condições locais de estratificação de densidade.

Neste trabalho será analisado o comportamento da pluma no campo próximo. Em geral será calculada a diluição mínima inicial ( $Sn$ ) da pluma em função das características hidráulicas do emissário.

### 3.2.1 Diluição de Esgotos Sanitários no Campo Próximo

Para modelar a região de campo próximo, várias proposições foram feitas através de experiências. Uma das primeiras foi desenvolvida por BROOKS *et al.* (1960), através de curvas de diluição inicial a partir de observações em campo. ABRAHAN (1963) completou esta curva (Figura 4) mostrando que a diluição em um sistema liquido-liquido é função da profundidade  $Y_o$ , do diâmetro  $d$ , dos orifícios difusores e do número de Froude Densimétrico ( $Fd$ ).

$$Fd = \frac{u_j}{\sqrt{g' \cdot D}} \quad (3.1)$$

$$g' = g \left( \frac{\rho_a - \rho_{efl}}{\rho_{efl}} \right) \quad (3.2)$$

Sendo:

$u_j$  (m/s) – velocidade do jato na saída dos difusores

$g'$  (m/s<sup>2</sup>) – aceleração da gravidade reduzida, em função da diferença de densidade entre o efluente e o corpo receptor

$\rho$  – massa específica do mar e do efluente (efl)

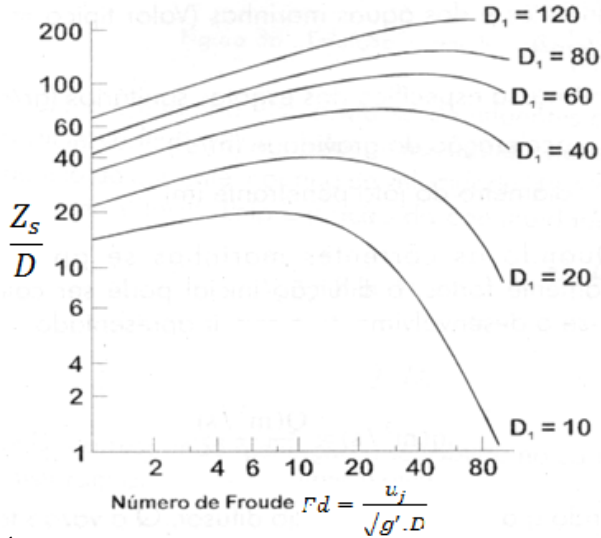


Figura 4– Ábaco Desenvolvido por RAWN, BOWERMAN, BROOKS (1960), ABRAHAN (1963) Relacionando Diluição no Campo Próximo com o Número de Froude, a Profundidade ( $Y_0$ ) e o Diâmetro dos Orifícios Difusores ( $d$ )

ROBERTS *et al.* (1979) fizeram diversos experimentos para definir relações e coeficientes para modelar o campo próximo em situações onde a densidade é homogênea no ambiente. Posteriormente (1989) o mesmo autor passou a considerar a estratificação da coluna d'água para definir o comportamento da pluma no campo próximo. Todas essas formulações fundamentaram o desenvolvimento do modelo NRFIELD (ROBERTS *et al.* 1979/1989).

Nos estudos mais recentes TIAN (2004) e DAVIERO *et al.* (2006) aprimoraram as proposições de ROBERTS (1979/1989) para o modelo de campo próximo. Os experimentos consideraram difusores com a seguinte geometria:

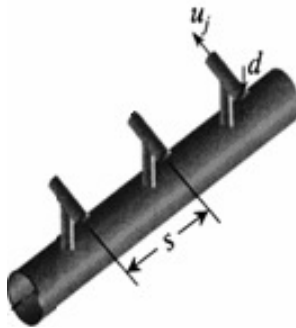


Figura 5– Difusores com saídas em forma de “T” (TIAN et al. 2004)

Os parâmetros que definem a pluma são: diluição ( $S_n$ ), altura do topo da pluma em relação ao fundo ( $z_m$ ); espessura ( $h_n$ ) e o comprimento da região de mistura inicial (campo próximo) ( $x_n$ ), esta região compreende o início da tubulação difusora até onde a diluição passa a não sofrer variações significativas.

Estas características da pluma dependem diretamente de fatores ambientais e parâmetros físicos da tubulação difusora. Os fatores ambientais são influenciados pelas correntes marítimas atuantes nos difusores ( $u$ ) e pelas variações de densidade ao longo da coluna d'água. Os parâmetros da tubulação difusora são definidos por: profundidade de lançamento do efluente ( $H$ ), diâmetro dos orifícios do difusor ( $d$ ), espaçamento entre os difusores ( $s$ ) e a velocidade do jato do efluente ( $u_j$ ).

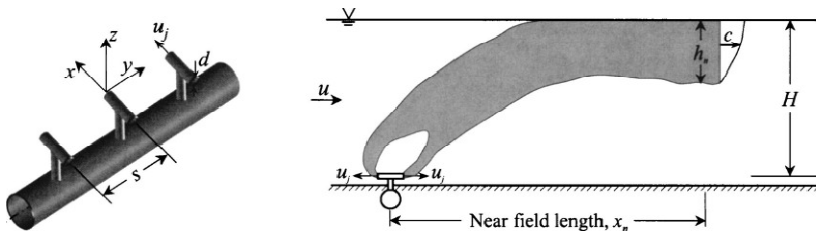


Figura 6 - Fatores ambientais e parâmetros físicos dos difusores em ambientes sem variação da densidade na coluna d'água. (TIAN et al. 2004)

As características da descarga do efluente, através de uma unidade de comprimento de tubulação difusora, podem ser caracterizadas pelo fluxo de vazão, fluxo de quantidade de movimento

(momentum) e pelo fluxo de empuxo. Tais fluxos representam o comportamento geral do efluente. A tabela a seguir apresenta os fluxos para fontes em linha (vários difusores).

Tabela 2 - Fluxos de vazão, momentum e empuxo de fontes lineares.

<b>Fluxo de vazão</b>	$q = \frac{Q_t}{L}$	(3.3)
<b>Fluxo de momentum</b>	$m = u_j \cdot q$	(3.4)
<b>Fluxo de empuxo</b>	$b = g'_0 \cdot q$	(3.5)

Sendo:

$q$  (m<sup>3</sup>/s.m) – Vazão por metro linear da tubulação de difusora

$Q_t$  (m<sup>3</sup>/s) – Vazão total do efluente

$L$ (m) – Comprimento total da tubulação difusora

$u_j$ (m/s) – Velocidade do jato efluente

$g'_0$  (m/s<sup>2</sup>) – aceleração da gravidade reduzida, em função da diferença de densidade entre o efluente e o corpo receptor

Em função destes fluxos podemos definir as escalas de comprimento (WRIGHT et al. 1984)  $l_m$  e  $l_q$ .

$$l_m = \frac{m}{b^{2/3}} \quad (3.6)$$

$$l_q = \frac{q^2}{m} \quad (3.7)$$

Onde  $l_m$  representa a distância sobre a qual o fluxo de quantidade de movimento do efluente é dominante em relação ao fluxo de empuxo e  $l_q$  caracteriza a distância na qual a vazão do efluente exerce influência sobre o escoamento ambiente.

Quando temos  $l_m/H < 0,25$  o comportamento da pluma é definido principalmente pelo fluxo de empuxo, sendo o fluxo de momentum praticamente desprezível (ROBERTS *et al.* 1989). Em geral a maioria dos emissários funciona desta forma.

Em situações onde  $l_q/H \ll 1$ , o fluxo de vazão possui pouca influência sobre o escoamento, sendo o fluxo de vazão então desprezível.

As correntes oceânicas exercem papel fundamental na diluição e, dependendo de suas velocidades e orientação em relação ao difusor, podem aumentar significativamente este aspecto. Para quantificar esta influência ROBERTS (1979), através de experimentos, definiu o número de Froude corrente (F).

$$F = \frac{u^3}{b} \quad (3.8)$$

Sendo:

$u$  (m/s) – velocidade das correntes atuantes nos difusores

$b$  – fluxo de empuxo

Para pequenos valores de F, temos um escoamento governado principalmente pelo fluxo de empuxo, sendo que para valores maiores de F temos as correntes influenciando diretamente este comportamento, conforme ilustra a Figura 7.

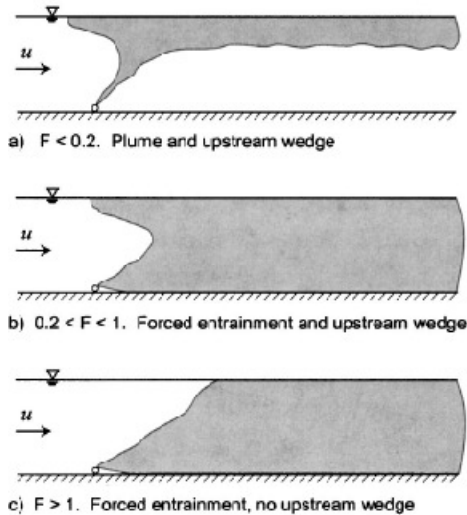


Figura 7 - Regimes de escoamento em função do número de Froude corrente F (ROBERTS, 1979)

Para encontrarmos a diluição no campo próximo ( $S_n$ ), TIAN *et al.* (2004) definiram as seguintes relações.

Para valores de  $F < 0,1$  temos:

$$\frac{S_n q}{b^{1/3} H} = 0,49 \quad (3.9)$$

Para valores de  $F > 0,1$  temos:

$$\frac{S_n q}{uH} = 0,77 \quad (3.10)$$

Para calcular o comprimento da região de mistura inicial ( $x_n$ ), além do número de Froude corrente ( $F$ ) devemos analisar a relação  $s/H$  (relação entre o espaçamento dos difusores e a profundidade). TIAN *et al.* (2004) definiu as seguintes relações.

- Para  $F < 0,2$  :

Condição	Equação	
$s/H < 0,3$	$\frac{x_n}{H} = 0,9$	(3.11)

$s/H > 1,0$	$\frac{x_n}{H} = 2,8$	(3.12)
-------------	-----------------------	--------

- Para  $F > 0,2$  :

Condição	Equação	
$s/H < 0,3$	$\frac{x_n}{H} = 2,5F^{1/3}$	(3.13)

$0,5 \leq s/H < 4,5$	$\frac{x_n}{H} = 5,2F^{1/3}$	(3.14)
----------------------	------------------------------	--------

Por fim, para calcularmos a espessura ( $h_n$ ), ROBERTS (1979) definiu uma relação geral para a espessura da pluma como sendo:

$$\frac{h_n}{H} = 0,3 \quad (3.15)$$

### 3.3 Hidráulica dos Condutos Forçados

Também denominados de escoamento sob pressão, são aqueles que se desenvolvem dentro de canalizações onde a pressão é diferente da atmosférica, ou seja, a pressão efetiva é diferente de zero. Este tipo de escoamento acontece em todos os sistemas de tubulações prediais, de abastecimento de água, oleodutos, gasodutos, emissários submarinos e outros.

O fator determinante nos escoamentos em condutos forçados é a perda de energia gerada pelos atritos internos do fluido e pelos atritos entre este e tubulação. Neste caso estes atritos são gerados pela rugosidade das paredes dos condutos ou ainda em função da turbulência (movimento caótico das partículas) gerada em função de variações de direção ou da própria seção do escoamento.

#### 3.3.1 Regimes de Escoamento

Os escoamentos possuem diversas classificações em função de suas características, sendo elas:

- Laminar ou Turbulento;
- Unidimensional ou Bidimensional;
- Rotacional ou Irrotacional;
- Permanente ou Variável;
- Uniforme ou Variado;
- Livre ou Forçado;
- Fluvial ou Torrencial.

Os regimes de escoamento são identificados através de um parâmetro adimensional denominado Numero de Reynolds (Rey), definido pela relação entre-as forcas de inércia (rugosas) do escoamento e as forças viscosas. O número de Reynolds pode ser obtido pela equação:



$$Rey = \frac{\rho \cdot v \cdot D}{\mu} \quad (3.16)$$

Sendo:

$\rho$  = massa específica do líquido

$v$  = velocidade de escoamento do fluido

$D$  = diâmetro do tubo

$\mu$  = viscosidade dinâmica do fluido

De maneira geral pode se considerar que o escoamento é turbulento quando o número de Reynolds é maior que 4000.

Nos problemas práticos de Engenharia a situação mais comum que encontramos é o escoamento turbulento em condutos forçados. Nesta situação as partículas do líquido se movem em trajetórias aleatórias, irregulares com a transferência de quantidade de movimento entre as regiões do fluido. Os emissários submarinos operam neste tipo de escoamento.

### 3.3.2 Equação da Energia (Bernoulli)

Para determinar a energia total que a partícula de um fluido possui utiliza-se a equação de Bernoulli. Para desenvolver a equação Bernoulli utilizou os princípios básicos da Física: Conservação da Massa, Conservação do Momentum e Conservação da Energia.

O princípio de Bernoulli afirma que para um fluxo hipotético de um fluido sem viscosidade, um aumento na velocidade do fluido ocorre simultaneamente com uma diminuição na pressão ou uma diminuição na energia do fluido. Portanto o comportamento geral de um fluido sem viscosidade obedece a seguinte equação:

$$H = \frac{p}{\gamma} + z + \frac{v^2}{2g} = cte \quad (3.17)$$

Sendo:

$H$  = Energia total do fluido em um ponto

$P$  = Pressão estática do fluido

$\gamma$  = Peso específico do fluido

$z$  = Cota geométrica do fluido

$v$  = Velocidade de escoamento do fluido

Esta equação define o comportamento de um fluido sem viscosidade. Para os fluidos reais devemos adicionar uma parcela na equação, que corresponde a perda de energia pela força de atrito entre a viscosidade do fluido e as paredes do tubo. Sendo a equação utilizada na prática a seguinte:

$$\frac{p_1}{\gamma} + z_1 + \frac{v_1^2}{2g} = \frac{p_2}{\gamma} + z_2 + \frac{v_2^2}{2g} + \Delta H_{12} \quad (3.18)$$

Sendo:

$\Delta H_{12}$  = Perda de Carga entre o ponto 1 e 2.

Esta equação, pelo fato de cada parcela representar a energia por unidade de peso e ter como unidade o metro, admite uma interpretação geométrica de importância prática (PORTO, 2004), sendo elas:

- $\frac{p}{\gamma}$  – energia de pressão, carga de pressão ou carga piezométrica;
- $z$  – energia potencial em relação a um plano horizontal de referência;
- $\frac{v^2}{2g}$  – energia cinética ou carga cinética;
- $\Delta H$  – perda de carga ou perda de energia.

Portanto, conhecendo-se as condições do escoamento em um ponto pode-se determinar as condições em um ponto mais a jusante, ou vice-versa.

### 3.3.3 Perdas de Carga em Condutos Forçados

A perda de carga em condutos forçados pode ser dividida em 2 formas distintas:

- Perda de carga distribuída e

- Perda de carga localizada.

As perdas de carga distribuídas acontecem em função do atrito das paredes ao longo do tubo com o líquido. Portanto a perda de carga distribuída depende da rugosidade do material, que geralmente é expressa em coeficientes adimensionais.

Existem diversas maneiras de se calcular as perdas de carga distribuídas, através de equações ou fórmulas empíricas. Neste trabalho será usada a fórmula de Darcy-Weissbach, também conhecida como Fórmula Universal da perda de carga.

$$\Delta H = f \frac{L.V^2}{D.2g} \quad (3.19)$$

Sendo:

$\Delta H(m)$  – perda de carga distribuída em um trecho de extensão  $L$  (m)

$f$  – fator de atrito

$V(m/s)$  – velocidade de escoamento

$D(m)$  – diâmetro do tubo

O cálculo de  $f$  depende do regime de escoamento (Número de Reynolds) e da rugosidade do conduto. Pode ser obtido através do diagrama de Moody (Figura 8), que relaciona a rugosidade relativa, o número de Reynolds e o fator de atrito.

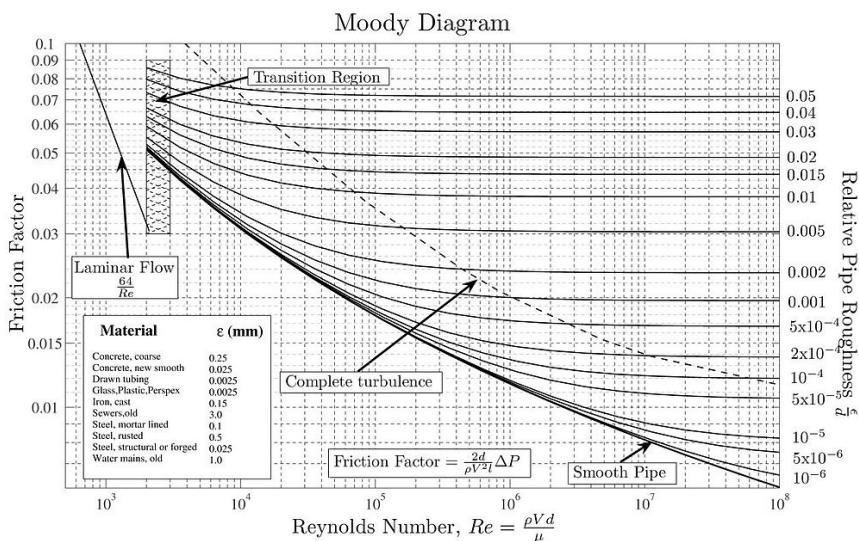


Figura 8 – Diagrama de Moody

Além deste diagrama, é possível obter o fator de atrito através de equações explícitas, como por exemplo a fórmula de *Swamee-Jain*, exposta abaixo.

$$f = \frac{0,25}{\left[ \log \left( \frac{\epsilon}{3,7D} + \frac{5,74}{Re^{0,9}} \right) \right]^2} \quad (3.20)$$

Sendo:

$\epsilon$  – rugosidade do material do tubo

As perdas de carga localizadas se originam nas variações bruscas da geometria do escoamento, como contrações ou alargamentos da tubulação, que causam mudanças na direção ou da seção do fluxo.

Em geral utiliza-se a seguinte fórmula para o cálculo das perdas localizadas:

$$\Delta H = K \frac{v^2}{2g} \quad (3.21)$$

Sendo:

$K$  – coeficiente da perda de carga localizada.

Os coeficientes “ $K$ ” são definidos experimentalmente e variam em função do acessório e da geometria da tubulação, conforme as tabelas abaixo.

Tabela 3 – Valores do coeficiente  $K$  para reduções bruscas. (PORTO, 2004)

$A_2/A_1$	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
$K$	0,5	0,46	0,41	0,36	0,3	0,24	0,18	0,12	0,06	0,02	0

Tabela 4 – Valores do coeficiente  $K$  para acessórios diversos. (PORTO, 2004)

Acessório	$K$
Cotovelo de 90° raio curto	0,9
Cotovelo de 90° raio longo	0,6
Cotovelo de 45°	0,4
Curva de 90° , $r/D=1$	0,4
Curva de 45°	0,2
Tê de passagem direta	0,9
Tê de saída bilateral	2,0
Válvula de gaveta aberta	0,2
Válvula de ângulo aberta	5,0
Válvula de globo aberta	10,0
Válvula de pé com crivo	10,0
Válvula de retenção	3,0
Curva de retorno, $\alpha=180^\circ$	2,2
Válvula de bóia	6,0

## 4 METODOLOGIA

### 4.1 Vazões do SDO Ingleses

Para estimar as vazões de operação do SDO Ingleses, é necessário realizar um estudo populacional e a partir desta projeção calcular as vazões de projeto.

Foi utilizado o estudo populacional do Instituto de Planejamento Urbano de Florianópolis – IPUF, realizado por CAMPANÁRIO (2007).

#### 4.1.1 Estudo Populacional

CAMPANÁRIO(2007) realizou um estudo populacional detalhado para o município de Florianópolis. Utilizando de diversas ferramentas da demografia, o estudo projetou o crescimento populacional de todos os distritos do município até o ano de 2050.

Estas projeções levam em consideração o ajuste das populações censitárias; os níveis de fecundidade, mortalidade e saldos migratórios; o número total de ligações elétricas no município; e taxa média de ocupação das residências.

Além disto, o autor faz um calculo da população flutuante no período de alta temporada, considerando o número estimado de visitantes que Florianópolis recebe anualmente e analisando o incremento nas quantidades de lixo coletadas neste período.

O estudo apresenta de maneira bem detalhada as populações totais e também as populações por distrito. Através destes dados foi possível projetar a população futura, residente e flutuante, para o distrito de Ingleses.

Tabela 5– Projeção populacional para o município de Florianópolis em número de habitantes. CAMPANÁRIO (2007)

	<b>2010</b>	<b>2020</b>	<b>2030</b>
<b>Feminino</b>	269.225	332.439	385.689
<b>Masculino</b>	256.493	317.519	370.562
<b>Total</b>	<b>525.718</b>	<b>649.958</b>	<b>756.251</b>

De maneira geral a projeção de CAMPANÁRIO traz populações maiores que as contabilizadas pelos censos do IBGE. O autor justifica que, para o caso específico do município de Florianópolis, a metodologia dos recenseamentos traz consigo diversas omissões. O imenso fluxo migratório que Florianópolis recebeu nos últimos anos não consegue ser aferido pelo censo, por exemplo. Apesar de o estudo ter sido realizado no ano de 2007, o mesmo traz uma projeção mais fidedigna à realidade.

Florianópolis possui 13 distritos administrativos, se considerarmos a região continental como um distrito separado do distrito Sede. Cada distrito é subdividido em bairros. As projeções populacionais para os distritos de Florianópolis são apresentas a seguir.

Tabela 6 – Projeção populacional para os distritos administrativos de Florianópolis – em número de habitantes. CAMPANÁRIO (2007)

<b>Distritos</b>	<b>2010</b>	<b>2020</b>	<b>2030</b>
<b>Sede - Ilha</b>	204.467	266.490	314.093
<b>Sede - Continente</b>	101.579	112.224	128.992
<b>Ingleses</b>	39.759	49.137	56.172
<b>Canasvieiras</b>	31.348	36.944	41.592
<b>Ratones</b>	4.829	6.810	8.320
<b>Cachoeira do Bom Jesus</b>	26.416	30.255	32.513
<b>Sto. Antônio de Lisboa</b>	7.378	9.034	10.507
<b>Rio Vermelho</b>	13.958	20.304	26.560
<b>Barra da Lagoa</b>	7.360	8.803	9.979
<b>Lagoa da Conceição</b>	17.523	21.901	25.498
<b>Campeche</b>	34.738	48.128	59.083
<b>Pântano do Sul</b>	9.300	10.961	12.243
<b>Ribeirão da Ilha</b>	27.064	28.969	30.700
<b>Total</b>	<b>525.719</b>	<b>649.958</b>	<b>756.251</b>

Tabela 7 – Projeção da população residente mais flutuante para os distritos administrativos de Florianópolis em número de habitantes. CAMPANÁRIO (2007)

<b>Distritos</b>	<b>2010</b>	<b>2020</b>	<b>2030</b>
<b>Sede - Ilha</b>	221.207	291.705	348.441
<b>Sede - Continente</b>	111.255	124.579	145.405
<b>Inglese</b>	48.989	61.896	72.888
<b>Canasvieiras</b>	86.893	110.468	132.907
<b>Ratones</b>	14.922	22.971	31.250
<b>Cachoeira do Bom Jesus</b>	122.994	161.797	203.668
<b>Sto. Antônio de Lisboa</b>	72.446	101.971	133.295
<b>Rio Vermelho</b>	31.453	45.574	60.562
<b>Barra da Lagoa</b>	10.024	12.431	14.662
<b>Lagoa da Conceição</b>	18.520	23.526	27.793
<b>Campeche</b>	42.490	57.717	70.828
<b>Pântano do Sul</b>	15.274	21.004	27.426
<b>Ribeirão da Ilha</b>	28.796	31.419	33.994
<b>Total</b>	<b>825.263</b>	<b>1.067.058</b>	<b>1.303.119</b>

O distrito administrativo de Ingleses é composto por 6(seis) bairros: Ingleses Norte, Ingleses Centro, Capivari, Ingleses Sul, Dunas dos Ingleses e Santinho. A projeção populacional, para população residente para este distrito é apresentada abaixo.



Tabela 8– Projeção da população residente para o distrito de Ingleses em número de habitantes CAMPANÁRIO (2007)

	<b>2010</b>	<b>2020</b>	<b>2030</b>
<b>Ingleses Norte</b>	544	661	733
<b>Ingleses Centro</b>	6.659	8.812	10.415
<b>Capivari</b>	23.503	27.935	31.087
<b>Ingleses Sul</b>	2.464	3.166	3.782
<b>Dunas dos Ingleses</b>	1.126	1.320	1.442
<b>Santinho</b>	5.463	7.243	8.712
<b>Total</b>	<b>39.759</b>	<b>49.137</b>	<b>56.172</b>

Um SDO deve ser projetado para operar adequadamente em qualquer condição. Portanto é necessário considerar a população flutuante que visita o município e consequentemente incluir este acréscimo de vazão de esgoto que teremos neste período.

Tabela 9– Projeção da população flutuante para o distrito de Ingleses em número de habitantes CAMPANÁRIO (2007)

	<b>2010</b>	<b>2020</b>	<b>2030</b>
<b>Ingleses Norte</b>	891	1.250	1.602
<b>Ingleses Centro</b>	10.901	16.663	22.767
<b>Capivari</b>	38.474	52.825	67.956
<b>Ingleses Sul</b>	4.034	5.987	8.267
<b>Dunas dos Ingleses</b>	1.843	2.496	3.152
<b>Santinho</b>	8.943	13.697	19.044
<b>Total</b>	<b>65.085</b>	<b>92.918</b>	<b>122.790</b>

Tabela 10– Projeção da população residente mais flutuante para o distrito de Ingleses em número de habitantes CAMPANÁRIO (2007)

	<b>2010</b>	<b>2020</b>	<b>2030</b>
<b>Ingleses Norte</b>	1.435	1.911	2.335
<b>Ingleses Centro</b>	17.560	25.475	33.182
<b>Capivari</b>	61.977	80.760	99.043
<b>Ingleses Sul</b>	6.498	9.153	12.049
<b>Dunas dos Ingleses</b>	2.969	3.816	4.594
<b>Santinho</b>	14.406	20.940	27.756
<b>Total</b>	<b>104.844</b>	<b>142.055</b>	<b>178.961</b>

A partir destes dados de população, podem-se calcular as respectivas vazões de esgotos sanitários para o SDO Ingleses.

O RIMA (Relatório de Impacto ao Meio Ambiente) do SDO Ingleses, da maneira como está sendo proposto, não deixa claro quais bairros serão atendidos pelo sistema.

Considerando que a região norte de Florianópolis, onde será instalado o SDO Ingleses, não possui um sistema de tratamento de esgotos público ou coletivo e que este sistema está sendo instalado para solucionar, pelo menos, parte deste problema, então é coerente calcular as populações totais de toda região e analisar essas vazões.

As tabelas abaixo mostram a projeção populacional para os distritos administrativos de Canasvieiras, Cachoeira do Bom Jesus e Rio Vermelho, todos adjacentes ao distrito de Ingleses.

Tabela 11 – Projeção da população residente para os distritos do norte da Ilha de Santa Catarina em número de habitantes. CAMPANÁRIO (2007)

<b>Distritos</b>	<b>2010</b>	<b>2020</b>	<b>2030</b>
<b>Cachoeira do Bom Jesus</b>	26.416	30.255	32.513
<b>Canasvieiras</b>	31.348	36.944	41.592
<b>Ingleses</b>	39.759	49.137	56.172
<b>Total</b>	<b>97.523</b>	<b>116.336</b>	<b>130.277</b>

Tabela 12 – Projeção da população residente mais flutuante para os distritos do norte da Ilha de Santa Catarina em número de habitantes. CAMPANÁRIO (2007)

<b>Distritos</b>	<b>2010</b>	<b>2020</b>	<b>2030</b>
<b>Cachoeira do Bom Jesus</b>	55.551	73.520	91.329
<b>Canasvieiras</b>	96.580	131.558	171.151
<b>Inglese</b>	65.085	92.918	122.790
<b>Total</b>	<b>217.216</b>	<b>297.995</b>	<b>385.270</b>

Estes distritos representam aproximadamente 20% da população total de Florianópolis.

#### 4.1.2 Cálculo das Vazões de Projeto

Para calcular as vazões de projeto utiliza-se o consumo médio per capita de água e um coeficiente de retorno de esgoto, isto para as vazões médias.

$$Q_m = q_{cap} \cdot C_r \cdot P \quad (4.1)$$

Sendo:

$Q_m$  (L/s) – Vazão média de esgoto

$q_{cap}$  (L/hab.dia) – Consumo per capita de água por dia

$C_r$  – Coeficiente de retorno de esgoto

$P$  – População total

Além desta, também será calculada a vazão máxima e mínima para cada cenário. Para isto será utilizado os coeficientes do dia de maior consumo –  $K_1$  – e da hora de maior consumo –  $K_2$  – para as vazões máximas. E será utilizado o coeficiente da hora de menor consumo –  $K_3$  – para as vazões mínimas. As fórmulas para calcular as vazões são:

$$Q_{max} = Q_m \cdot K_1 \cdot K_2 \quad (4.2)$$

$$Q_{min} = Q_m \cdot K_3 \quad (4.3)$$

## 4.2 Dimensionamento Hidráulico do Emissário Submarino de Inglese

### 4.2.1 Esquema Geral do Emissário de Inglese

O SDO Inglese é composto pela rede coletora de esgotos, estação de tratamento de esgotos, chaminé de equilíbrio, emissário submarino.

O emissário submarino, que está sendo proposto, possui extensão total de 3.300 metros. A tubulação difusora, do emissário, tem extensão de 40 metros com 5 pares de orifícios espaçados a cada 10 metros.

Tabela 13– Características da tubulação difusora (CASAN/RIMA 2009)

<b>Profundidade do difusor</b>	<b>15 m</b>
<b>Número de portas</b>	<b>5 pares</b>
<b>Espaçamento entre as portas</b>	<b>10 m</b>
<b>Diâmetro dos <i>risers</i></b>	<b>75 mm</b>
<b>Diâmetro da tubulação principal</b>	<b>450 mm</b>
<b>Comprimento Difusor</b>	<b>2 m</b>
<b>Orientação do difusor</b>	<b>90°</b>

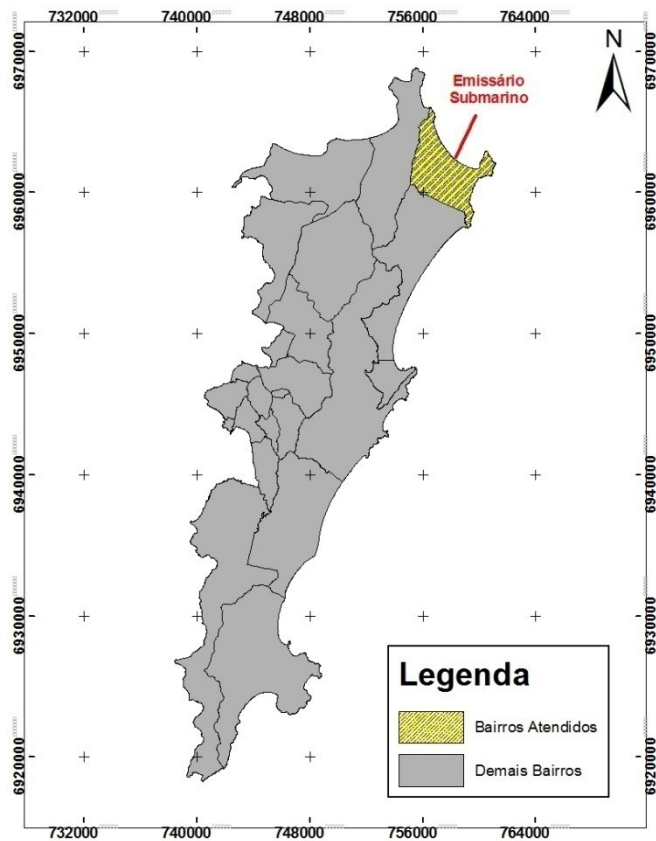


Figura 9– Mapa da Ilha de Santa Catarina. Distrito de Ingleses e posição do emissário em destaque.

O perfil batimétrico da região de implantação do emissário é exposto abaixo.

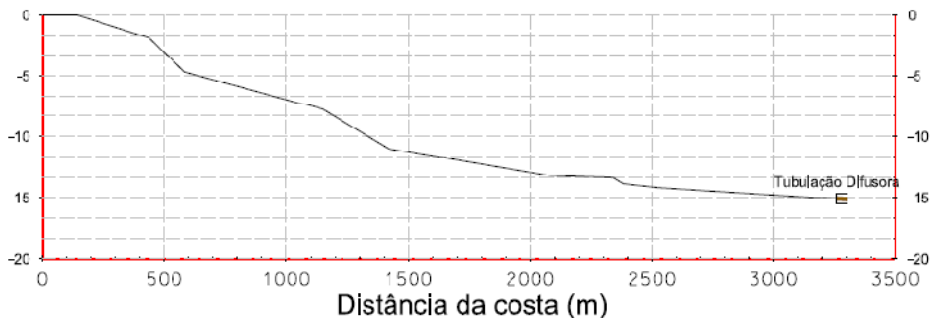


Figura 10 - Perfil batimétrico da região de implantação do emissário

Como é possível analisar pelo perfil, o terreno possui pelo menos duas declividades distintas. Portanto a concepção geral do emissário foi considerada da seguinte forma.

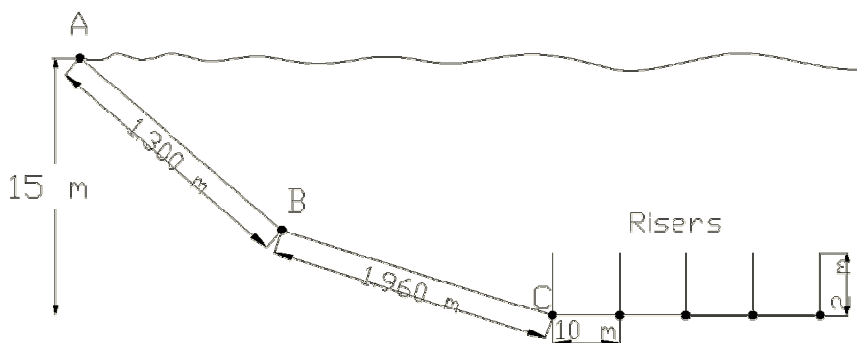


Figura 11 – Esquema geral do emissário submarino e concepção adotada no dimensionamento hidráulico (sem escala).

Portanto temos pelo menos 3 trechos distintos no dimensionamento. O trecho A-B tem extensão total de 1.300 metros e o diâmetro de 450 mm. O trecho B-C tem extensão total de 1.960 metros e diâmetro de 450 mm.

O trecho que compreende o ponto C até o fim da tubulação difusora tem extensão total de 40 metros e 450 mm de diâmetro. Cada *riser* tem extensão de 2 metros e diâmetro de 75 mm. Na figura não está especificado um formato específico para o *riser* podendo este ser em forma de “T” ou em forma de “V”. No roteiro de cálculo esta questão será abordada.

Os parâmetros ambientais, relevantes para o dimensionamento, foram definidos assim:

- Profundidade da tubulação difusora – 15 metros
- Massa específica do mar ( $\rho_a$ ) – 1023 kg/m<sup>3</sup>
- Massa específica do efluente ( $\rho_{efl}$ ) – 998 kg/m<sup>3</sup>
- Aceleração da gravidade (g) – 9,8 m/s<sup>2</sup>

#### 4.2.2 Roteiro de Cálculo Detalhado

Para realizar o dimensionamento hidráulico de um SDO, RAWN et al. (1961) propôs o seguinte método iterativo.

A vazão em um orifício é definida por:

$$Q = C_d A_{or} \sqrt{2g \cdot H} \quad (4.4)$$

Sendo:

$C_d$  = coeficiente de descarga

$A_{or}$  = área do orifício

$H$  = a carga total na tubulação

Para calcular a carga total na tubulação utiliza-se a equação geral de Bernoulli, adaptada para a descarga dentro do mar.

$$H = \frac{V^2}{2g} + \frac{p}{\gamma_{efl}} - \left( \frac{\gamma_a}{\gamma_{efl}} \right) Z_s \quad (4.5)$$

Sendo:

$p$  – pressão na tubulação

$\gamma_{efl}$  – peso específico do efluente

$\gamma_a$  – peso específico da água do mar

$Z_s$  – altura da coluna d'água

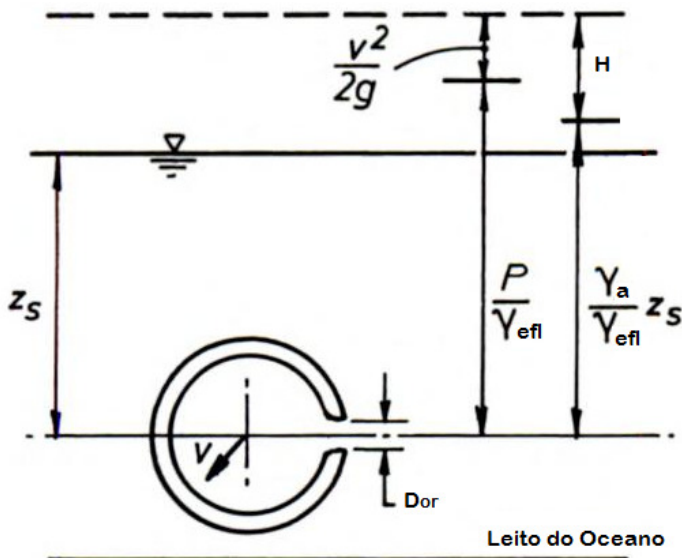


Figura 12 - Esquema geral de um orifício de tubulação difusora de um emissário submarino (adaptado WOOD, WILKINSON 1993).

O coeficiente de descarga  $C_d$  para um difusor, considerando a geometria do elemento conforme a Figura 13, é:

$$C_d = 0,88 \left( 1 - \frac{0,5V^2}{2gH} \right) \quad (4.6)$$

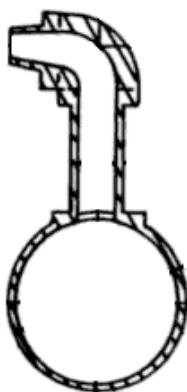


Figura 13 – Detalhe da geometria do difusor considerado no cálculo (adaptado WOOD, WILKINSON 1993).



A vazão em cada orifício da tubulação difusora é função da energia total (H) na tubulação. No entanto, quanto mais afastado da costa menos energia disponível, em função da perda de carga ao longo do trecho. Além disto, o orifício mais distante pode estar em uma profundidade maior que o orifício mais próximo da costa, portanto a energia total no orifício n ( $H_n$ ) é dada pela equação:

$$H_n = H_1 + \sum_{i=1}^{i-n} h_i + \frac{\gamma_a}{\gamma_{efl}} (Z_{s1} - Z_{sn}) \quad (4.7)$$

Sendo:

$h_i$  – a perda de carga total (distribuída e localizada) entre o orifício n e o orifício 1

$Z_{s1}$  – a profundidade do orifício 1

$Z_{sn}$  – a profundidade do orifício n

Quando a tubulação difusora não está inclinada, ou seja, o orifício n está na mesma cota do orifício 1, podemos eliminar a última parcela da equação.

Portanto, para iniciar o cálculo primeiro consideramos que a vazão em cada orifício é igual.

$$\overline{Q}_{or} = \frac{Q_t}{n} \quad (4.8)$$

Sendo:

$\overline{Q}_{or}$  – vazão fictícia em cada orifício

$Q_t$  – vazão total do emissário

$n$  – número de orifícios

Em seguida iniciamos o cálculo para o orifício mais afastado. Calcula-se primeiro a carga total no emissário (H), para em seguida encontrar o coeficiente de descarga  $C_d$ . De posse destes valores é feito o cálculo para o orifício mais afastado, considerando que a vazão neste orifício será de 95% da vazão fictícia. Com esta vazão é possível calcular a carga no orifício 1 ( $H_1$ ) e todas as perdas de carga envolvidas.

As perdas de carga envolvidas são: perda de carga distribuída ao longo da tubulação principal, perda de carga distribuída ao longo de cada difusor e a perda de carga localizada em cada difusor.

Para as perdas de carga distribuídas, calcula-se o fator de atrito e aplica-se a fórmula universal. Efetua-se este procedimento para cada trecho envolvido.

Na sequência calcula-se a carga no próximo orifício, utilizando a equação(4.7), e continua o processo de cálculo até o próximo orifício.

Por fim, soma-se todas as vazões e esta deve ser igual a vazão total do emissário. Por se tratar de um método iterativo deve se repetir todos os passos até que a solução seja encontrada. Para facilitar, estes cálculos serão realizados em planilha eletrônica. O fluxograma do método é apresentado abaixo.

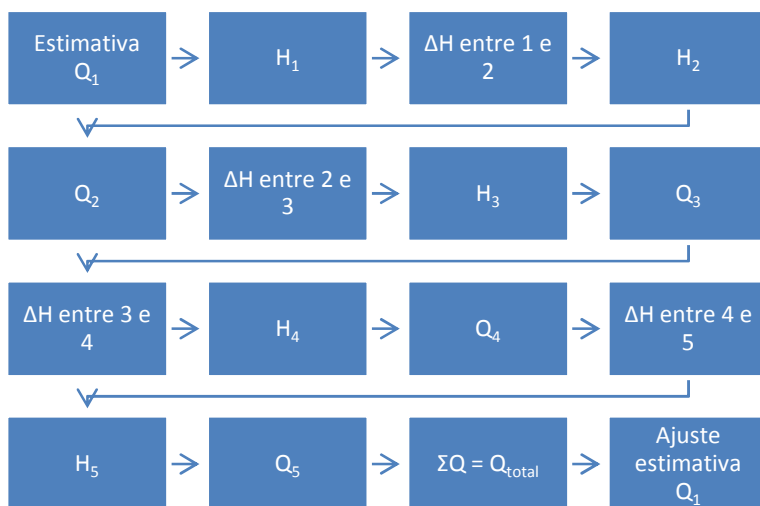


Figura 14 – Fluxograma do método iterativo utilizado no dimensionamento hidráulico.

Os cálculos das perdas de carga são os fatores mais relevantes no dimensionamento hidráulico destes sistemas, portanto quanto mais preciso for este cálculo, mais preciso será o dimensionamento.

De maneira geral este procedimento faz algumas aproximações para o cálculo das perdas de carga. Para calcular as perdas distribuídas

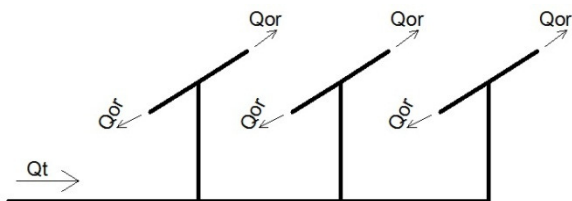


Figura 16 – Geometria dos *risers* considerados na planilha Tp e Tr.

A bibliografia sobre o assunto em geral utiliza os cálculos conforme a planilha Vp ou Tp, ou seja, considerando a velocidade de escoamento na tubulação principal no cálculo das perdas localizadas. Este trabalho julgou que esta consideração é equivocada, pois na prática a perda de carga localizada ocorre em função da velocidade de escoamento no *riser*. Este aspecto é extremamente relevante, pois as perdas localizadas são o principal fator no dimensionamento hidráulico deste sistema.

#### 4.3 Simulação do Comportamento da Pluma no Campo Próximo

Para determinar o comportamento da pluma pra cada cenário simulado a seguinte metodologia será executada.

##### 4.3.1 Cálculo da Diluição Inicial pelo Ábaco de RAWN

Para determinarmos a diluição pelo ábaco de RAWN *et al.* (1963) são necessários os seguintes parâmetros:

- Relação profundidade/diâmetro do orifício

$$\frac{Z_s}{D}$$

- Número de Froude Densimétrico - Equação (3.1)

$$Fd = \frac{u_j}{\sqrt{g' \cdot D}}$$

Através destes parâmetros é possível relacionar a diluição inicial ( $D_i$ ) para o efluente através do ábaco de RAWN (Figura 4).

#### 4.3.2 Parâmetros Adimensionais da Pluma no Campo Próximo

Para analisar o comportamento da pluma no campo próximo devemos primeiramente calcular os fluxos de vazão, momentum e empuxo. Equações (3.3)(3.4)(3.5)

A partir desses valores é possível determinar as escalas de comprimento  $l_m$  e  $l_q$ , Equações (3.6)(3.7)

E em seguida calcula-se o Froude Corrente (F) para os diferentes cenários. Equação (3.8).

A partir daí, em função de F, obtém-se os parâmetros de comportamento da pluma de dispersão no campo próximo, através das equações (3.11), (3.12), (3.13), (3.14), (3.15).

## 5 RESULTADOS E DISCUSSÃO

### 5.1 Vazões de projeto SDO Ingleses

As vazões de projeto foram calculadas utilizando os seguintes coeficientes:

$$q_{cap} = 200 \text{ L/hab.dia}$$

$$C_r = 0,80$$

$$K_1 = 1,2$$

$$K_2 = 1,5$$

$$K_3 = 0,5$$

Utilizando a equação (4.1), calculou-se as vazões **médias** ( $Q_m$ ) para a população residente dos distritos do norte da Ilha de Santa Catarina, conforme tabela apresentada abaixo.

Tabela 14– Vazões médias ( $Q_m$ ) para a população residente dos distritos do norte da Ilha de Santa Catarina. (L/s)

<b>Distritos</b>	<b>2010</b>	<b>2020</b>	<b>2030</b>
<b>Cachoeira do Bom Jesus</b>	48	56	60
<b>Canasvieiras</b>	58	68	77
<b>Ingleses</b>	73	90	104
<b>Total</b>	<b>180</b>	<b>215</b>	<b>241</b>

Da mesma maneira calculou-se as vazões **médias** ( $Q_m$ ) para a população residente mais flutuantes para os distritos do norte da Ilha de Santa Catarina.

Tabela 15– Vazões médias ( $Q_m$ ) para a população residente mais flutuante dos distritos do norte da Ilha de Santa Catarina. (L/s)

<b>Distritos</b>	<b>2010</b>	<b>2020</b>	<b>2030</b>
<b>Cachoeira do Bom Jesus</b>	151	192	229
<b>Canasvieiras</b>	236	312	393
<b>Ingleses</b>	194	263	331
<b>Total</b>	<b>581</b>	<b>767</b>	<b>953</b>

Utilizando a equação (4.2), calculou-se as vazões **máximas** ( $Q_{max}$ ) para a população residente dos distritos do norte da Ilha de Santa Catarina, conforme tabela apresentada abaixo.

Tabela 16– Vazões máximas ( $Q_{max}$ ) para a população residente dos distritos do norte da Ilha de Santa Catarina. (L/s)

<b>Distritos</b>	<b>2010</b>	<b>2020</b>	<b>2030</b>
<b>Cachoeira do Bom Jesus</b>	88	100	108
<b>Canasvieiras</b>	104	123	138
<b>Ingleses</b>	132	163	187
<b>Total</b>	<b>325</b>	<b>387</b>	<b>434</b>

Da mesma maneira calculou-se as vazões **máximas** ( $Q_{max}$ ) para a população residente mais flutuantes para os distritos do norte da Ilha de Santa Catarina.

Tabela 17– Vazões máximas ( $Q_{max}$ ) para a população residente mais flutuante dos distritos do norte da Ilha de Santa Catarina. (L/s)

<b>Distritos</b>	<b>2010</b>	<b>2020</b>	<b>2030</b>
<b>Cachoeira do Bom Jesus</b>	273	345	412
<b>Canasvieiras</b>	426	561	709
<b>Ingleses</b>	349	473	596
<b>Total</b>	<b>1.049</b>	<b>1.381</b>	<b>1.718</b>

Utilizando a equação (4.3), calculou-se as vazões **mínimas** ( $Q_{\min}$ ) para a população residente dos distritos do norte da Ilha de Santa Catarina, conforme tabela apresentada abaixo.

Tabela 18– Vazões mínimas ( $Q_{\min}$ ) para a população residente dos distritos do norte da Ilha de Santa Catarina. (L/s)

<b>Distritos</b>	<b>2010</b>	<b>2020</b>	<b>2030</b>
<b>Cachoeira do Bom Jesus</b>	24	28	30
<b>Canasvieiras</b>	29	34	38
<b>Ingleses</b>	36	45	52
<b>Total</b>	<b>90</b>	<b>107</b>	<b>120</b>

Da mesma maneira calculou-se as vazões **mínimas** ( $Q_{\min}$ ) para a população residente mais flutuantes para os distritos do norte da Ilha de Santa Catarina.

Tabela 19– Vazões mínimas ( $Q_{\min}$ ) para a população residente mais flutuante dos distritos do norte da Ilha de Santa Catarina. (L/s)

<b>Distritos</b>	<b>2010</b>	<b>2020</b>	<b>2030</b>
<b>Cachoeira do Bom Jesus</b>	75	96	114
<b>Canasvieiras</b>	118	156	196
<b>Ingleses</b>	97	131	165
<b>Total</b>	<b>291</b>	<b>383</b>	<b>477</b>

Analisando os dados das tabelas acima, é possível perceber que as vazões podem variar muito em função dos distritos atendidos e do período (alta ou baixa temporada).

As vazões calculadas para o distrito de Ingleses variam de 36 L/s, referente a  $Q_{\min}$  para população residente pro ano de 2010, a 596 L/s, referente a  $Q_{\max}$  para população residente mais flutuante pro ano de 2030.

Já para todos os distritos do norte da Ilha, as vazões variam de 90 L/s, referente a  $Q_{\min}$  para população residente pro ano de 2010, a 1718 L/s, referente a  $Q_{\max}$  para população residente mais flutuante pro ano de 2030.

Portanto, para o dimensionamento hidráulico foram selecionadas as vazões mínimas e máximas, para os anos de 2010 e 2030, considerando o atendimento apenas no distrito de Ingleses e em todos os distritos da região do norte da Ilha de Santa Catarina. Desta forma pode se dimensionar o sistema a partir da vazão mínima que o SDO operaria e também a partir da vazão máxima, em uma situação hipotética onde todo o norte da Ilha de Santa Catarina seria atendido por este sistema.

Portanto será utilizada como referência, uma vazão mínima de 40 L/s e uma vazão máxima de 2000 L/s. Ou seja, o dimensionamento será feito para diversos valores dentro desta faixa, iniciando em 40 L/s e incrementando de maneira progressiva os valores até uma vazão máxima de 2000 L/s. As vazões utilizadas estão listadas abaixo.

<b>Vazões (L/s)</b>
<b>40</b>
<b>80</b>
<b>100</b>
<b>150</b>
<b>200</b>
<b>250</b>
<b>300</b>
<b>400</b>
<b>500</b>
<b>700</b>
<b>1000</b>
<b>1500</b>
<b>2000</b>

## 5.2 Dimensionamento Hidráulico do SDO Ingleses

O dimensionamento hidráulico foi dividido em duas partes distintas. A primeira parte executa o dimensionamento do trecho da tubulação principal até o início dos difusores (Trecho A-B-C).



A segunda parte executa o dimensionamento para o trecho difusor (*riser*), sempre iniciando do *riser*(nº 1), mais afastado da costa, até o mais próximo da costa (nº 5).

### 5.2.1 Dimensionamento do Trecho A-B-C

Para determinar o dimensionamento deste trecho, considera-se os seguintes parâmetros:

- $\rho_a = 1023 \text{ kg/m}^3$
- $\rho_{\text{eff}} = 998 \text{ kg/m}^3$
- viscosidade dinâmica do efluente  $\nu = 0,0001029 \text{ N.s/m}^2$
- profundidade final = 15 metros
- vazão de projeto  $Q_p = 200 \text{ L/s}$
- diâmetro tubulação principal  $D_{\text{tub}} = 0,45 \text{ metros}$
- material da tubulação PEAD –  $\epsilon = 0,0000015 \text{ metros}$  (FORTIS, 2005)

Utilizando a equação de Bernoulli adaptada (4.5), calcula-se a carga total em A ( $H_A$ ):

$$H_A = \frac{v^2}{2g} + \frac{p_A}{\gamma} + z_A - \left( \frac{\gamma_a}{\gamma_{\text{efl}}} \right)$$

Considerando, inicialmente uma carga de pressão igual a zero no ponto A e que o mesmo encontra-se em uma cota de 2 m acima do nível do mar, temos:

$$H_A = 0,08 + 0 + 17,00 = 17,08 \text{ m}$$

A carga no ponto B ( $H_B$ ) será:

$$H_B = H_A - \Delta H_{A-B}$$

A perda de carga entre o ponto A e B é calculada pela fórmula universal.

$$\Delta H_{A-B} = f \cdot \frac{L \cdot v^2}{D \cdot 2g}$$

O fator de atrito é calculado pela fórmula de Swamee-Jain(3.10)

$$f = \frac{0,25}{\left[ \log \left( \frac{\varepsilon}{3,7D} + \frac{5,74}{Rey} \right) \right]^2}$$

$$f = \frac{0,25}{\left[ \log \left( \frac{1,5 \cdot 10^{-6}}{3,7 \cdot 0,45} + \frac{5,74}{(5,49 \cdot 10^6)^{0,9}} \right) \right]^2} = 0,0129$$

Logo:

$$\Delta H_{A-B} = 0,0129 \cdot \frac{1300 \cdot 1,26^2}{0,45 \cdot 19,6} = 3,01 \text{ m}$$

Então:

$$H_B = 17,08 - 3,01 = 14,07 \text{ m}$$

Da mesma forma:

$$\Delta H_{B-C} = 4,54 \text{ m}$$

$$H_C = 14,07 - 4,54 = 9,52 \text{ m}$$

Os cálculos foram inseridos em uma planilha eletrônica para que os parâmetros pudessem ser alterados e as mudanças observadas. De maneira geral pode-se afirmar que no ponto C, a carga total disponível é 9,52 mais a carga de pressão na chaminé, que inicialmente foi estimada como nula. Isto para a vazão de 200 L/s.

$$H_C = 16,08 + \frac{p_A}{\gamma}$$

Ao realizarmos o dimensionamento do trecho seguinte (tubulação difusora), será possível determinar qual é a carga total necessária no ponto C, para que o sistema consiga operar.

### 5.2.2 Dimensionamento do Trecho Difusor

Conforme apresentado anteriormente, para calcular o trecho difusor foram elaboradas quatro planilhas diferentes (Item 4.2.2). Optou-se por mostrar um passo de cálculo da Planilha Tr que, de maneira geral, é mais completa que as demais.

ao longo dos *risers*, alguns autores utilizam a velocidade de escoamento no tubo principal. No entanto se utilizarmos as velocidades em cada *riser*, as perdas de carga se tornarão muito maiores, o que muda toda a distribuição de vazão ao longo da tubulação difusora e também a distribuição de cargas nos *risers*.

Além disto, o dimensionamento pode ser feito considerando o *riser* como um elemento único com formato “Tê” na saída, ou um elemento em “V”, ou seja, com duas saídas independentes no mesmo ponto.

Para analisar o quão diferente se tornam os cálculos, em função destas aproximações, este trabalho desenvolverá quatro planilhas diferentes. São elas:

- Planilha  $V_p$  – *riser* em “V”, considerando as perdas localizadas em função da velocidade de escoamento na tubulação principal;
- Planilha  $V_r$  – *riser* em “V”, considerando as perdas localizadas em função da velocidade de escoamento em cada *riser*;
- Planilha  $T_p$  – *riser* em “T”, considerando as perdas localizadas em função da velocidade de escoamento na tubulação principal;
- Planilha  $T_r$  – *riser* em “T”, considerando as perdas localizadas em função da velocidade de escoamento em cada *riser*;

As planilhas são similares em todos os aspectos, havendo apenas diferenças nas velocidades consideradas (tubulação principal ou *riser*) para as perdas localizadas, e na geometria do *riser*.

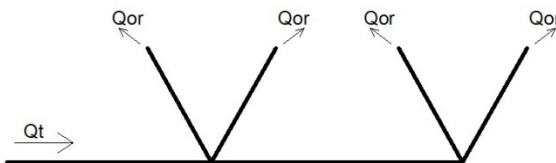


Figura 15 – Geometria dos *risers* considerados na planilha  $V_p$  e  $V_r$ .

Portanto, inicia-se o cálculo definindo os parâmetros de projeto.  
São eles:

- $\rho_a = 1023 \text{ kg/m}^3$
- $\rho_{\text{eff}} = 998 \text{ kg/m}^3$
- viscosidade dinâmica do efluente  $\nu = 0,0001029 \text{ N.s/m}^2$
- profundidade final = 15 metros
- vazão de projeto  $Q_p = 200 \text{ L/s}$
- diâmetro tubulação principal  $D_{\text{tub}} = 0,45 \text{ metros}$
- diâmetro *riser*  $D_{\text{ori}} = 0,075 \text{ metros}$
- espaçamento entre os *risers*  $s = 10 \text{ metros}$
- material da tubulação PEAD –  $\epsilon = 0,0000015 \text{ metros}$

Primeiramente, devemos encontrar o coeficiente de descarga de cada *riser*.

$$C_d = 0,88 \left( 1 - \frac{0,5V^2}{2gH} \right)$$

$$C_d = 0,88 \left( 1 - \frac{0,5 \cdot 1,26^2}{19,6 \cdot 16,075} \right) = 0,876$$

Agora considera-se que a vazão é todos os *risers* é a mesma, observando que cada *riser* possui 2 orifícios:

$$\overline{Q_{or}} = \frac{Q_t}{n} = 0,04 \text{ m}^3/\text{s}$$

A partir desta primeira estimativa de vazão calcula-se a carga (H) disponível no primeiro *riser*:

$$Q = C_d A_{or} (2g \cdot H)^{1/2} \rightarrow H = \frac{\left( \frac{Q}{C_d \cdot A_{or}} \right)^2}{2g}$$

$$H_1 = \frac{\left( \frac{0,04}{0,87 \cdot 0,0044} \right)^2}{19,6} = 5,447$$

Da mesma forma, considerando a primeira estimativa de vazão, calculamos a velocidade do escoamento no *riser*.

$$V = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D^2} = 9,054$$

O próximo passo é calcular as perdas de carga neste trecho, sendo elas:

- perda de carga distribuída no riser -  $\Delta H_{dr1}$
- perda de carga localizada no riser, devido ao estreitamento entre a tubulação principal e o *riser* -  $\Delta H_{Lest1}$
- perda de carga distribuída na tubulação principal, entre os *risers* -  $\Delta H_{dtub1}$
- perda de carga localizada devido ao formato “T” e, no caso do primeiro difusor, do cotovelo de 90° -  $\Delta H_{loc1}$

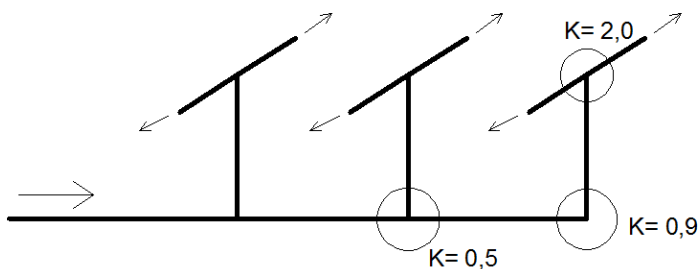


Figura 17 – Coeficientes K adotados no cálculo das perdas de carga localizadas.

A perda de carga distribuída ao longo do *riser* é calculada pela fórmula universal:

$$\Delta H_{dr1} = f \cdot \frac{L \cdot v^2}{D \cdot 2g}$$

$$\Delta H_{dr1} = 0,013 \cdot \frac{2 \cdot 9,05^2}{0,075 \cdot 19,6} = 1,432 \text{ m}$$

A perda de carga localizada devido ao estreitamento é calculada considerando um K de 0,5. Tal valor foi obtido através da Tabela 3, em função da razão entre a área da tubulação principal e a área do *riser*.

$$\Delta H_{Lest1} = K \frac{v^2}{2g} = 0,5 \frac{9,054^2}{19,6} = 2,091 \text{ m}$$

A perda de carga distribuída entre os risers é obtida através da fórmula universal, conforme o espaçamento entre os risers de 10 metros. Portanto:

$$\Delta H_{dtub1} = f \cdot \frac{L \cdot v^2}{D \cdot 2g}$$

$$\Delta H_{dtub1} = 0,0018 \cdot \frac{10 \cdot 0,252^2}{0,45 \cdot 19,6} = 0,0013 \text{ m}$$

A perda de carga localizada no *riser1* é obtida somando os valores de K para o cotovelo de 90° e o “T” na saída do *riser*. O somatório de K, neste caso, é igual a 2,9. Sendo K igual a 0,9 para o cotovelo e K igual a 2,0 para o “T”. Valores de K obtidos da Tabela 4.

$$\Delta H_{Lest1} = K \frac{v^2}{2g} = 0,5 \frac{0,252^2}{19,6} = 0,003 \text{ m}$$

O somatório das perdas de carga referentes ao *riser1* é:

$$\sum \Delta H_1 = 1,432 + 2,091 + 0,0013 + 0,009 = 3,528 \text{ m}$$

Agora é possível obter a carga no *riser2* ( $H_2$ ), sendo:

$$H_2 = H_1 + \sum \Delta H_1 + \frac{\gamma_a}{\gamma_{efl}} (Z_{s1} - Z_{s2})$$

$$H_2 = 5,447 + 3,528 + 0 = 8,975 \text{ m}$$

A partir daí obtém-se a vazão do *riser2* através da equação(4.4) e efetua-se todos os outros passos.

Quando forem efetuados os cálculos para todos os difusores, deve-se somar as vazões e verificar se a mesma é igual a vazão total do emissário. Caso não seja deve-se ajustar o valor da vazão inicial estimada em 0,04 m³/s, para um valor mais baixo e repetir os cálculos. Na planilha eletrônica esta operação se torna trivial.

Para o dimensionamento deste caso a solução correta é a que está apresentada na tabela abaixo. Estão apresentados apenas os valores da carga, vazão e perda de carga total de cada *riser*. A planilha completa, com todos os valores, encontra-se no apêndice.

Tabela 20 – Resultado do dimensionamento hidráulico para uma vazão de 200 L/s utilizando a **Planilha Tr.**

Orifício Nº	H riser (m)	Q riser (m³/s)	Δtotal (m)
1	1,118	<b>0,023</b>	<b>1,170</b>
2	<b>2,909</b>	0,029	<b>1,933</b>
3	<b>4,842</b>	0,038	<b>3,181</b>
4	<b>8,023</b>	0,049	<b>5,218</b>
5	<b>13,242</b>	0,062	<b>8,533</b>
Σ	<b>33,278</b>	<b>0,200</b>	

Portanto neste caso a estimativa inicial para a vazão do primeiro *riser* deveria ser de 0,018 m³/s. Tal condição impõem que a carga disponível em C deve ser aproximadamente 23 metros.

O mesmo procedimento foi feito, para esta vazão, nas outras planilhas. As tabelas abaixo mostram os resultados.

Tabela 21 – Resultado do dimensionamento hidráulico para uma vazão de 200 L/s utilizando a **Planilha Vp.**

Orifício Nº	H riser (m)	Q riser (m³/s) 2 saídas paralelas	Δtotal (m)
1	0,447	<b>0,011</b>	<b>0,293</b>
2	<b>0,740</b>	0,015	<b>0,475</b>
3	<b>1,215</b>	0,019	<b>0,769</b>
4	<b>1,984</b>	0,024	<b>1,240</b>
5	<b>3,224</b>	0,031	<b>1,991</b>
Σ	<b>7,992</b>	<b>0,200</b>	

Tabela 22 – Resultado do dimensionamento hidráulico para uma vazão de 200 L/s utilizando a Planilha Vr.

Orifício Nº	H riser (m)	Q riser (m <sup>3</sup> /s)2 saídas paralelas	Δtotal (m)
1	0,157	0,007	0,235
2	0,392	0,011	0,565
3	0,957	0,017	1,339
4	2,296	0,026	3,124
5	5,420	0,040	7,198
Σ	17,882	0,200	

Tabela 23 – Resultado do dimensionamento hidráulico para uma vazão de 200 L/s utilizando a Planilha Tp.

Orifício Nº	H riser (m)	Q riser (m <sup>3</sup> /s)	Δtotal (m)
1	3,255	0,031	0,894
2	4,149	0,035	1,139
3	5,288	0,039	1,457
4	6,745	0,045	1,872
5	8,616	0,050	2,414
Σ	16,393	0,200	

Como se pode observar, as cargas em cada riser variam bastante nas diferentes planilhas. A diferença entre cada planilha está nas velocidades consideradas para as perdas de carga localizadas e na geometria do *riser*.

Nas planilhas Vp e Vr, o formato do *riser* é em “V”. Portanto a vazão em cada *riser* se divide logo no estreitamento, entre a tubulação principal e o início do *riser*. Portanto cada *riser* é analisado com 2 vazões iguais, porém independentes, o que consequentemente gera cálculos de perda de carga independentes.

Nas planilhas Tp e Tr, o formato do *riser* é em “T”. Portanto a vazão em cada *riser* é a mesma no início do estreitamento até o fim do *riser*, quando a vazão é dividida pelos dois orifícios.

As planilhas Vp e Tp, utilizam as mesmas considerações no cálculo das perdas de carga – considerando a velocidade da tubulação



principal no cálculo. Nestas, o cálculo das perdas de carga é subestimado, o que gera valores de perda de carga bem inferiores aos das planilhas Vr e Tr.

A bibliografia sobre o assunto apresenta os cálculos similares aos da planilha Tp. Portanto para este trabalho, o dimensionamento para cada vazão será feito através da planilha Tp.

### 5.2.3 Resultados do Dimensionamento Hidráulico

A seguir serão apresentados, de maneira resumida, os resultados do dimensionamento hidráulico obtidos pela planilha Tp para as vazões propostas anteriormente.

Tabela 24 – Cargas em cada difusor e carga de pressão necessária na chaminé de equilíbrio para as vazões calculadas.

cargas [m]	Q Projeto [L/s]												
	40	80	100	150	200	250	300	400	500	700	1000	1500	2000
<b>H riser 1 [m]</b>	0,1	0,5	0,8	1,8	3,2	5,2	9,1	12,8	22,3	41,4	86,0	196,5	352,3
<b>H riser 2 [m]</b>	0,2	0,6	1,0	2,3	4,1	6,6	11,2	16,2	27,5	51,2	105,5	239,2	427,1
<b>H riser 3 [m]</b>	0,2	0,8	1,3	3,0	5,3	8,4	13,7	20,3	34,0	63,4	129,6	292,0	519,3
<b>H riser 4 [m]</b>	0,3	1,1	1,7	3,8	6,7	10,6	16,8	25,7	42,1	78,7	159,8	357,8	634,0
<b>H riser 5 [m]</b>	0,4	1,5	2,2	4,9	8,6	13,4	20,7	32,5	52,3	98,0	197,9	440,4	777,8
<b>H montante [m]</b>	<b>0,5</b>	<b>1,9</b>	<b>2,9</b>	<b>6,4</b>	<b>11,0</b>	<b>17,0</b>	<b>25,6</b>	<b>41,2</b>	<b>65,3</b>	<b>122,7</b>	<b>246,2</b>	<b>545,0</b>	<b>959,6</b>
<b>carga pressão chaminé necessária [m]</b>					<b>1,5</b>	<b>11,2</b>	<b>24,3</b>	<b>50,8</b>	<b>48,4</b>	<b>180,3</b>	<b>373,6</b>	<b>835,0</b>	<b>1468,0</b>

Tabela 25 – Velocidades em cada difusor para as vazões calculadas.

<b>V riser [m/s]</b>	<b>Q Projeto [L/s]</b>												
	<b>40</b>	<b>80</b>	<b>100</b>	<b>150</b>	<b>200</b>	<b>250</b>	<b>300</b>	<b>400</b>	<b>500</b>	<b>700</b>	<b>1000</b>	<b>1500</b>	<b>2000</b>
<b>Riser 1</b>	1,29	2,68	3,40	5,19	6,99	8,83	10,96	14,20	18,11	25,29	36,42	55,04	73,70
<b>Riser 2</b>	1,51	3,09	3,89	5,90	7,89	9,91	12,13	15,92	20,12	28,11	40,33	60,73	81,15
<b>Riser 3</b>	1,77	3,55	4,45	6,70	8,91	11,14	13,42	17,87	22,37	31,28	44,71	67,10	89,49
<b>Riser 4</b>	2,06	4,08	5,10	7,60	10,06	12,52	14,87	20,07	24,90	34,85	49,64	74,27	98,87
<b>Riser 5</b>	2,40	4,69	5,83	8,64	11,37	14,08	16,50	22,57	27,76	38,90	55,24	82,40	109,52
<b>média</b>	<b>1,80</b>	<b>3,62</b>	<b>4,53</b>	<b>6,81</b>	<b>9,05</b>	<b>11,30</b>	<b>13,58</b>	<b>18,12</b>	<b>22,65</b>	<b>31,69</b>	<b>45,27</b>	<b>67,91</b>	<b>90,55</b>

Analisando as tabelas, é possível observar que a carga necessária, para dispor este tipo de efluente com vazões acima dos 300 L/s, é muito elevada. Além disto, a partir desta vazão as velocidades nos difusores superam os 15 m/s. Condição esta que é impraticável em dutos de PEAD.

De acordo com as tabelas do Item 5.1, observa-se que esta vazão já seria produzida considerando a população residente mais flutuante de Ingleses no ano de 2010 (Tabela 17).

O custo de operação deste sistema, com vazões acima de 300 L/s e com estes diâmetros, provavelmente será muito elevado e até inviável para funcionar adequadamente. Para solucionar esta questão somente um emissário de maior capacidade, com maior diâmetro e maior número de difusores.

Para vazões até 250 L/s, temos uma configuração aparentemente adequada.

### 5.3 Análise dos Parâmetros da Pluma de Esgotos no Campo Próximo

Os parâmetros da pluma foram calculados conforme a metodologia expôs.

A seguir será mostrado todos os cálculos para a vazão de 200 L/s e na sequência, de maneira resumida, os parâmetros para as outras vazões serão expostos.

Inicialmente, vamos analisar a diluição inicial pelo ábaco de RAWN. Para isso calculamos a relação entre a profundidade do riser e o diâmetro do riser.

$$\frac{Z_s}{D} = \frac{13}{0,075} = 173,33$$

O Froude Densimétrico:

$$Fd = \frac{u_j}{\sqrt{g' \cdot D}} = \frac{9,04}{\sqrt{0,245 \cdot 0,075}} = 66,69$$

Analisando os valores obtidos no ábaco de RAWN (Figura 4) temos que a diluição inicial para estas condições é da ordem de 120. Ou seja, o efluente é diluído 120 vezes logo na saída dos difusores.

Agora calculamos os fluxos de vazão (3.3), momentum (3.4) e empuxo (3.5).

$$q = \frac{Q_t}{L} = \frac{0,2}{40} = \mathbf{0,005} \frac{m^3}{s.m}$$

$$m = u_j \cdot q = 9,04 \cdot 0,005 = \mathbf{0,0452} \frac{m^3}{s^2}$$

$$b = g'_0 \cdot q = g \left( \frac{\rho_a - \rho_{efl}}{\rho_{efl}} \right) \cdot q$$

$$9,8 \left( \frac{1023 - 998}{998} \right) \cdot q = \mathbf{0,00123} \frac{m^3}{s^3}$$

Em seguida calculamos as escalas de comprimento, utilizando as equações (3.6) e (3.7):

$$l_m = \frac{m}{b^{2/3}} = \frac{0,0452}{0,00123^{2/3}} = 3,9 \text{ m}$$

$$l_q = \frac{q^2}{m} = \frac{0,005^2}{0,0452} = 0,00055 \text{ m}$$

E em seguida calcula-se o Froude Corrente (F) (3.8), considerando uma corrente local de 0,1 m/s (F<sub>0,1</sub>) e 0,5 m/s (F<sub>0,5</sub>).

$$F_{0,1} = \frac{u^3}{b} = \frac{0,1^3}{0,00123} = 0,8$$

$$F_{0,5} = \frac{u^3}{b} = \frac{0,5^3}{0,00123} = 102$$

Por fim obtemos os parâmetros da pluma no campo próximo

Calculo de S<sub>n</sub> (3.10):

- F<sub>0,1</sub>

$$S_n = 0,77 \frac{uH}{q} = 0,77 \frac{0,1 \cdot 13}{0,05} = 200$$

- $F_{0,5}$   

$$S_n = 0,77 \frac{uH}{q} = 0,77 \frac{0,5.13}{0,05} = 1001$$

Cálculo de  $x_n$  (3.14):

- $F_{0,1}$   

$$x_n = 5,2.H.F^{1/3} = 5,2.13.0,1^{1/3} = 9 \text{ m}$$
- $F_{0,5}$   

$$x_n = 5,2.H.F^{1/3} = 5,2.13.0,5^{1/3} = 1.103 \text{ m}$$

Cálculo de  $h_n$  (3.15):

$$h_n = 0,3.H = 0,3.13 = 3,9 \text{ m}$$

Analisando os parâmetros, de maneira superficial, pode-se afirmar que este SDO está configurado adequadamente para uma vazão de 200 L/s.

As diluições obtidas, tanto pelo método de RAWN como pelo método de TIAN & ROBERTS, são satisfatórias. Ambos os métodos alcançaram diluições superiores a 100 vezes. No caso de correntes mais fortes (0,5 m/s) a diluição aumenta consideravelmente.

O comprimento ( $x_n$ ) da pluma no campo próximo apresentou valores bem diferentes em função da intensidade das correntes. Com correntes muito fracas, a pluma tende a se diluir em um espaço curto. Já com correntes mais fortes a pluma se espalha por uma distância maior, porém a mesma obtém uma diluição consideravelmente maior.

A seguir serão apresentados, de maneira resumida, os resultados dos parâmetros de comportamento da pluma no campo próximo para as vazões propostas anteriormente.

Tabela 26 – Valores do Froude Densimétrico em cada difusor para as vazões calculadas.

<b>Froude densimetrico</b>	<b>Q Projeto [L/s]</b>												
	<b>40</b>	<b>80</b>	<b>100</b>	<b>150</b>	<b>200</b>	<b>250</b>	<b>300</b>	<b>400</b>	<b>500</b>	<b>700</b>	<b>1000</b>	<b>1500</b>	<b>2000</b>
<b>Riser 1</b>	9,5	19,8	25,0	38,3	51,5	65,1	80,8	104,6	133,5	186,4	268,4	405,6	543,2
<b>Riser 2</b>	11,1	22,8	28,7	43,5	58,2	73,1	89,4	117,3	148,3	207,2	297,2	447,5	598,1
<b>Riser 3</b>	13,0	26,2	32,8	49,4	65,7	82,1	98,9	131,7	164,8	230,5	329,5	494,5	659,5
<b>Riser 4</b>	15,2	30,1	37,6	56,0	74,2	92,3	109,6	147,9	183,5	256,8	365,8	547,3	728,7
<b>Riser 5</b>	17,7	34,6	43,0	63,7	83,8	103,8	121,6	166,3	204,6	286,7	407,1	607,3	807,1
<b>média</b>	<b>13,3</b>	<b>26,7</b>	<b>33,4</b>	<b>50,2</b>	<b>66,7</b>	<b>83,3</b>	<b>100,0</b>	<b>133,6</b>	<b>166,9</b>	<b>233,5</b>	<b>333,6</b>	<b>500,4</b>	<b>667,3</b>

Tabela 27 – Valores de  $X_n$  e  $S_n$  para as vazões calculadas.

<b><math>X_n</math> [m] e <math>S_n</math></b>	<b>Q Projeto [L/s]</b>												
	<b>40</b>	<b>80</b>	<b>100</b>	<b>150</b>	<b>200</b>	<b>250</b>	<b>300</b>	<b>400</b>	<b>500</b>	<b>700</b>	<b>1000</b>	<b>1500</b>	<b>2000</b>
<b><math>X_n - u=0,1</math> m/s</b>	44	22	18	12	9	7	6	5	4	4	3	2	1
<b><math>X_n - u=0,5</math> m/s</b>	5516	2758	2206	1471	1103	883	735	630	552	441	315	221	147
<b><math>S_n - u=0,1</math> m/s</b>	1001	501	400	267	200	160	133	114	100	80	57	40	27
<b><math>S_n - u=0,5</math> m/s</b>	5005	2503	2002	1335	1001	801	667	572	501	400	286	200	133

O Froude Densimétrico representa o “jato” de cada difusor do emissário submarino. Em geral, recomenda-se que seu valor seja o menor possível, para economizar no bombeamento. No entanto, para valores menores que 1 temos a ocorrência de intrusão salina dentro da tubulação principal. O SDO de Ingleses, da maneira com foi projetado estaria operando com valores de Froude Densimétrico elevados.

Os comprimentos da pluma no campo próximo ( $X_n$ ) são menores com correntes fracas e podem chegar a quilômetros em correntes fortes.

As diluições iniciais ( $S_n$ ) devem ser acima de 100 vezes. Conforme a tabela acima este valor não é atingido para vazões acima de 700 L/s, com os diâmetros e número de difusores que estão sendo propostos.



## 6 CONCLUSÕES

A estimativa de vazões realizada mostrou que, a região do norte da Ilha já produz vazões muito acima de 200 L/s. Se considerarmos a população flutuante neste cálculo veremos que as vazões superam os 1000 L/s já no momento presente.

O dimensionamento hidráulico de emissários submarinos mostrou ser um problema de engenharia bem complexo a ser resolvido. A escassez de fontes e bibliografia sobre o assunto é justificada em função desta questão.

A planilha Tp, que foi utilizada nos resultados, é a metodologia que se tem disponível na bibliografia. No entanto, conforme discutido anteriormente, este método faz aproximações equivocadas do ponto de vista hidráulico.

O método ideal para se realizar um dimensionamento destes sistemas é algo que não foi possível concluir. As perdas de carga do sistema devem ser analisadas com mais precisão, por se tratar do aspecto mais relevante no dimensionamento hidráulico. Tais questões demandam um estudo mais profundo sobre a maneira mais fiel de se realizar o dimensionamento hidráulico de um SDO.

O SDO Ingleses, de acordo com as informações do RIMA do empreendimento, se mostrou aparentemente adequado para as vazões que o mesmo se propõe. As cargas totais necessárias para o sistema operar são relativamente baixas e o comportamento da pluma no campo próximo, da maneira como foi analisado, se mostrou satisfatório para vazões de 200 L/s.

No entanto, considerando que o norte da Ilha de Santa Catarina ainda não tem uma solução adequada, para os esgotos sanitários gerados na região, deveria se pensar em um SDO mais robusto para atender o crescimento populacional que se prevê para o local.

O estudo populacional mostrou que, a região que compreende os distritos de Ingleses, Canasvieiras e Cachoeira do Bom Jesus, pode vir a gerar esgotos com vazões na ordem de 2.000 L/s.

Além disto, nos períodos de alta temporada, onde a população flutuante na região chega a triplicar, o sistema estaria operando em

condições muito extremas, o que pode comprometer a qualidade desta alternativa de tratamento.

Este trabalho apenas analisou o sistema do ponto de vista hidráulico, sendo que o comportamento da pluma no campo próximo foi muito pouco explorado. Este tipo de sistema exige estudos bem complexos, de dinâmica da circulação oceânica, decaimento bacteriano, estratificação do corpo receptor, insolação e outros. Todos estes estudos exigem diversas campanhas de tempos de duração bem amplos.

Neste sentido, as ferramentas de modelagem numérica podem ser muito úteis no planejamento destes empreendimentos. A pesquisa bibliográfica deste trabalho mostrou que há muitas alternativas para este tipo de estudo, e em geral temos resultados satisfatórios para modelar estes sistemas.

## 7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

BAUMGARTNER, D., W. FRICK, P. ROBERTS., Dilution Models for Effluent Discharges - 3rd Edition, Newport, Oregon: USEPA - United States Environmental Protection Agency, 1994.

CAMPANÁRIO, P. Florianópolis: dinâmica demográfica e projeção da população por sexo, grupos etários, distritos e bairros (1950-2050). IPUF Florianópolis, 2007.

CARVALHO, J.L.B., ROBERTS, P.J.W, ROLDÃO, J., Field observations of Ipanema Beach Outfall. Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, v.128, n.2, p. 151-160. 2002.

CARVALHO, J. L. B., Modelagem e análise do lançamento de efluentes através de emissários submarinos. 2003. 173 f. Tese de doutoramento, Departamento de engenharia Oceânica, COOPE/UFRJ, 2003.

CETESB. Companhia Ambiental do Estado de São Paulo. Relatório de monitoramento de emissários submarinos. São Paulo, 2007. 106p. Disponível em: <[www.cetesb.sp.gov.br](http://www.cetesb.sp.gov.br)>. Acesso em: 23 de setembro de 2009

FEITOSA, R. C., Acoplamento de modelos de campo próximo e campo afastado com cinética de decaimento bacteriano variável – Aplicações em emissários submarinos. 2007. 190 f. Tese de doutoramento, Departamento de engenharia Oceânica, COOPE/UFRJ, 2007.

FORTIS, R. M., Modelagem computacional da dispersão da pluma dos efluentes dos emissários submarinos do TEBAR-Petrobrás. 2005. 181 f. Dissertação de mestrado, Departamento de engenharia Civil, Escola politécnica da Universidade de São Paulo, 2005.

FRICK, W. E., ROBERTS, P.J.W., DAVIS, L. R., KEYES, J., BAUMGARTNER, D. J., GEORGE, K. P., Dilution Models for

Effluent Discharges-4th Edition (Visual Plumes). Athens, Georgia: USEPA - United States Environmental Protection Agency, 2003.

GONÇALVES, F. B.; SOUZA, A.P., Disposição Oceânica de Esgotos Sanitários- História, teoria e prática. Rio de Janeiro: ABES - Associação Brasileira de Engenharia Sanitária e Ambiental, 1997. 348 p.

ROBERTS, P.J.W., Line Plume and Ocean Outfall Dispersion. Journal of Hydraulics Engineering, ASCE, v.104, p. 313-331. 1979.

ROBERTS, P.J.W., SNYDER, W.H., BAUMGARTNER, D.J., Ocean Outfall I: Submerged Wastefield Formation. Journal of Hydraulics Engineering, ASCE, v. 115, n. 1, p.1-25.1989 (I).

ROBERTS, P.J.W., SNYDER, W.H., BAUMGARTNER, D.J., Ocean Outfall II: Spatial Evolution of Submerged Wastefield. Journal of Hydraulics Engineering, ASCE, v. 115, n. 1, p. 26-48. 1989 (II).

ROBERTS, P.J.W., SNYDER, W.H., BAUMGARTNER, D.J., Ocean Outfall III: Effect of Diffuser Design on Submerged Wastefield. Journal of Hydraulics Engineering, ASCE, v. 115, n. 1, p. 49-70. 1989 (III).

ROBERTS, P.J.W., 1996. "Jets and Plumes and Ocean Outfall Design."Recent research advances in the fluid mechanics of turbulent jets and plumes. Dordrecht, Boston, London: Kluwer Academic, 1996.

ROBERTS, P.J.W., Modeling Mamala Bay Outfall Plumes. I: Near Field. Journal of Hydraulics Engineering, ASCE, v. 115, n. 1, p. 26-48. 1999.

ROBERTS, P. J. W., HUNT, C. D., MICKELSON, M. J. (2002). Field and model studies of the Boston outfall.Proc., 2nd Int. Conf. on Marine Waste Water Discharges, MWWD2002, Istanbul, Turkey.

# APÊNDICE

### Vazão Total do Emissário - 40 L/s

Orifício N°	H riser	Q % 2 orifícios	Q um riser	Diametro riser	V riser	Rey riser	f riser	DH dist riser	DH tot 1 riser	Q tub	V tub	Rey tub	Cd verificação	f tub	DH dist tub	DH loc tê/cot90	DH loc estreit	DH total tub	DH tot	DH tot acum
1a e 1b	0,109	14%	0,006	0,075	1,286	9,35E+04	1,823E-02	0,041	0,041	0,006	0,036	1,56E+04	0,880	2,752E-02	0,000	0,000	0,000	0,000	0,041	0,041
2a e 2b	0,150	17%	0,007	0,075	1,508	1,10E+05	1,765E-02	0,055	0,055	0,012	0,078	3,39E+04	0,879	2,272E-02	0,000	0,001	0,000	0,001	0,056	0,097
3a e 3b	0,206	20%	0,008	0,075	1,765	1,28E+05	1,711E-02	0,073	0,073	0,020	0,127	5,53E+04	0,879	2,031E-02	0,000	0,002	0,000	0,002	0,075	0,172
4a e 4b	0,281	23%	0,009	0,075	2,061	1,50E+05	1,660E-02	0,096	0,096	0,029	0,184	8,03E+04	0,878	1,873E-02	0,001	0,003	0,001	0,005	0,101	0,273
5a e 5b	0,382	27%	0,011	0,075	2,404	1,75E+05	1,612E-02	0,127	0,127	0,040	0,251	1,09E+05	0,877	1,755E-02	0,001	0,006	0,002	0,009	0,136	0,409
Σ	0,518	100%	0,040		1,8049															

carga pressão necessária [m]

### Vazão Total do Emissário - 80 L/s

Orifício N°	H riser	Q % 2 orifícios	Q um riser	Diametro riser	V riser	Rey riser	f riser	DH dist riser	DH tot 1 riser	Q tub	V tub	Rey tub	Cd verificação	f tub	DH dist tub	DH loc tê/cot90	DH loc estreit	DH total tub	DH tot	DH tot acum
1a e 1b	0,338	15%	0,010	0,075	2,264	1,65E+05	1,630E-02	0,114	0,114	0,010	0,063	2,74E+04	0,880	2,389E-02	0,000	0,000	0,000	0,000	0,114	0,114
2a e 2b	0,452	17%	0,012	0,075	2,618	1,90E+05	1,586E-02	0,148	0,148	0,022	0,136	5,92E+04	0,879	2,001E-02	0,000	0,002	0,000	0,003	0,151	0,265
3a e 3b	0,602	20%	0,013	0,075	3,023	2,20E+05	1,544E-02	0,192	0,192	0,035	0,220	9,58E+04	0,879	1,804E-02	0,001	0,005	0,001	0,007	0,199	0,464
4a e 4b	0,802	23%	0,015	0,075	3,487	2,54E+05	1,505E-02	0,249	0,249	0,050	0,316	1,38E+05	0,878	1,674E-02	0,002	0,010	0,003	0,015	0,264	0,727
5a e 5b	1,065	26%	0,018	0,075	4,019	2,92E+05	1,467E-02	0,322	0,322	0,068	0,428	1,87E+05	0,877	1,577E-02	0,003	0,019	0,005	0,027	0,349	1,076
Σ	1,414	100%	0,068		3,081994															

carga pressão necessária [m]

### Vazão Total do Emissário - 100 L/s

Orifício N°	H riser	Q % 2 orifícios	Q um riser	Diametro riser	V riser	Rey riser	f riser	DH dist riser	DH tot 1 riser	Q tub	V tub	Rey tub	Cd verificação	f tub	DH dist tub	DH loc tê/cot90	DH loc estreit	DH total tub	DH tot	DH tot acum
1a e 1b	0,761	15%	0,015	0,075	3,395	2,47E+05	1,512E-02	0,237	0,237	0,015	0,094	4,12E+04	0,880	2,171E-02	0,000	0,000	0,000	0,001	0,238	0,238
2a e 2b	0,999	17%	0,017	0,075	3,890	2,83E+05	1,476E-02	0,304	0,304	0,032	0,202	8,83E+04	0,879	1,835E-02	0,001	0,004	0,001	0,006	0,310	0,548
3a e 3b	1,309	20%	0,020	0,075	4,454	3,24E+05	1,441E-02	0,389	0,389	0,052	0,326	1,42E+05	0,879	1,664E-02	0,002	0,011	0,003	0,016	0,405	0,952
4a e 4b	1,713	22%	0,023	0,075	5,096	3,71E+05	1,408E-02	0,498	0,498	0,074	0,468	2,04E+05	0,878	1,550E-02	0,004	0,022	0,006	0,032	0,529	1,482
5a e 5b	2,242	26%	0,026	0,075	5,830	4,24E+05	1,377E-02	0,637	0,637	0,100	0,630	2,75E+05	0,877	1,465E-02	0,007	0,040	0,010	0,057	0,694	2,176
Σ	2,936	100%	0,100		4,532993															

carga pressão necessária [m]

### Vazão Total do Emissário - 150 L/s

Orifício N°	H riser	Q % 2 orifícios	Q um riser	Diametro riser	V riser	Rey riser	f riser	DH dist riser	DH tot 1 riser	Q tub	V tub	Rey tub	Cd verificação	f tub	DH dist tub	DH loc tê/cot90	DH loc estreit	DH total tub	DH tot	DH tot acum
1a e 1b	1,784	15%	0,023	0,075	5,195	3,78E+05	1,404E-02	0,515	0,515	0,023	0,144	6,30E+04	0,880	1,974E-02	0,000	0,001	0,001	0,002	0,517	0,517
2a e 2b	2,302	17%	0,026	0,075	5,900	4,29E+05	1,374E-02	0,651	0,651	0,049	0,308	1,35E+05	0,879	1,683E-02	0,002	0,010	0,002	0,014	0,665	1,182
3a e 3b	2,967	20%	0,030	0,075	6,698	4,87E+05	1,346E-02	0,822	0,822	0,079	0,494	2,16E+05	0,879	1,534E-02	0,004	0,025	0,006	0,035	0,857	2,039
4a e 4b	3,824	22%	0,034	0,075	7,605	5,53E+05	1,319E-02	1,038	1,038	0,112	0,705	3,08E+05	0,878	1,434E-02	0,008	0,051	0,013	0,072	1,110	3,149
5a e 5b	4,933	25%	0,038	0,075	8,638	6,28E+05	1,293E-02	1,313	1,313	0,150	0,945	4,13E+05	0,877	1,360E-02	0,014	0,091	0,023	0,128	1,441	4,590
Σ	6,374	100%	0,150		6,807093															

carga pressão necessária [m]

### Vazão Total do Emissário - 200 L/s

Orifício N°	H riser	Q % 2 orifícios	Q um riser	Diametro riser	V riser	Rey riser	f riser	DH dist riser	DH tot 1 riser	Q tub	V tub	Rey tub	Cd verificação	f tub	DH dist tub	DH loc tê/cot90	DH loc estreit	DH total tub	DH tot	DH tot acum
1a e 1b	3,255	15%	0,031	0,075	6,999	5,09E+05	1,337E-02	0,891	0,891	0,031	0,194	8,49E+04	0,880	1,851E-02	0,001	0,002	0,001	0,003	0,894	0,894
2a e 2b	4,149	17%	0,035	0,075	7,902	5,75E+05	1,311E-02	1,114	1,114	0,066	0,414	1,81E+05	0,879	1,587E-02	0,003	0,017	0,004	0,025	1,139	2,033
3a e 3b	5,288	20%	0,039	0,075	8,921	6,49E+05	1,287E-02	1,393	1,393	0,105	0,662	2,89E+05	0,879	1,452E-02	0,007	0,045	0,011	0,063	1,457	3,490
4a e 4b	6,745	22%	0,045	0,075	10,075	7,33E+05	1,264E-02	1,745	1,745	0,150	0,942	4,11E+05	0,878	1,361E-02	0,014	0,090	0,023	0,127	1,872	5,362
5a e 5b	8,616	25%	0,050	0,075	11,388	8,28E+05	1,241E-02	2,189	2,189	0,200	1,258	5,49E+05	0,877	1,293E-02	0,023	0,161	0,040	0,225	2,414	7,776
Σ	11,031	100%	0,200		9,056949															

carga pressão necessária [m] 1,509

### Vazão Total do Emissário - 250 L/s

Orifício N°	H riser	Q % 2 orifícios	Q um riser	Diametro riser	V riser	Rey riser	f riser	DH dist riser	DH tot 1 riser	Q tub	V tub	Rey tub	Cd verificação	f tub	DH dist tub	DH loc tê/cot90	DH loc estreit	DH total tub	DH tot	DH tot acum
1a e 1b	5,249	16%	0,039	0,075	8,828	6,42E+05	1,289E-02	1,367	1,367	0,039	0,245	1,07E+05	0,880	1,763E-02	0,001	0,003	0,002	0,005	1,372	1,372
2a e 2b	6,621	18%	0,044	0,075	9,915	7,21E+05	1,267E-02	1,694	1,694	0,083	0,521	2,27E+05	0,879	1,519E-02	0,005	0,028	0,007	0,039	1,733	3,105
3a e 3b	8,354	20%	0,049	0,075	11,137	8,10E+05	1,245E-02	2,101	2,101	0,132	0,830	3,62E+05	0,879	1,392E-02	0,011	0,070	0,018	0,099	2,200	5,305
4a e 4b	10,554	22%	0,055	0,075	12,518	9,11E+05	1,224E-02	2,610	2,610	0,187	1,178	5,14E+05	0,878	1,308E-02	0,021	0,142	0,035	0,197	2,807	8,113
5a e 5b	13,361	25%	0,062	0,075	14,085	1,02E+06	1,204E-02	3,250	3,250	0,250	1,569	6,85E+05	0,877	1,245E-02	0,035	0,251	0,063	0,349	3,599	11,711
Σ	16,960	100%	0,250		11,29655															

carga pressão necessária [m] 11,201

### Vazão Total do Emissário - 300 L/s

Orifício N°	H riser	Q % 2 orifícios	Q um riser	Diametro riser	V riser	Rey riser	f riser	DH dist riser	DH tot 1 riser	Q tub	V tub	Rey tub	Cd verificação	f tub	DH dist tub	DH loc tê/cot90	DH loc estreit	DH total tub	DH tot	DH tot acum
1a e 1b	9,139	16%	0,048	0,075	10,960	7,97E+05	1,248E-02	2,039	2,039	0,048	0,304	1,33E+05	0,880	1,687E-02	0,002	0,004	0,002	0,008	2,048	2,048
2a e 2b	11,187	18%	0,054	0,075	12,126	8,82E+05	1,230E-02	2,460	2,460	0,102	0,641	2,80E+05	0,879	1,460E-02	0,007	0,042	0,010	0,059	2,519	4,567
3a e 3b	13,707	20%	0,059	0,075	13,422	9,76E+05	1,212E-02	2,971	2,971	0,161	1,014	4,43E+05	0,879	1,343E-02	0,016	0,105	0,026	0,147	3,118	7,685
4a e 4b	16,825	22%	0,066	0,075	14,871	1,08E+06	1,195E-02	3,596	3,596	0,227	1,427	6,23E+05	0,878	1,265E-02	0,029	0,208	0,052	0,289	3,885	11,570
5a e 5b	20,710	24%	0,073	0,075	16,498	1,20E+06	1,179E-02	4,365	4,365	0,300	1,885	8,23E+05	0,877	1,207E-02	0,049	0,363	0,091	0,502	4,867	16,437
Σ	25,577	100%	0,300		13,57536															

carga pressão necessária [m] 24,270

### Vazão Total do Emissário - 400 L/s

Orifício N°	H riser	Q % 2 orifícios	Q um riser	Diametro riser	V riser	Rey riser	f riser	DH dist riser	DH tot 1 riser	Q tub	V tub	Rey tub	Cd verificação	f tub	DH dist tub	DH loc tê/cot90	DH loc estreit	DH total tub	DH tot	DH tot acum
1a e 1b	12,811	16%	0,063	0,075	14,179	1,03E+06	1,203E-02	3,291	3,291	0,063	0,394	1,72E+05	0,880	1,603E-02	0,003	0,007	0,004	0,014	3,304	3,304
2a e 2b	16,115	18%	0,070	0,075	15,903	1,16E+06	1,184E-02	4,075	4,075	0,133	0,836	3,65E+05	0,879	1,391E-02	0,011	0,071	0,018	0,100	4,175	7,480
3a e 3b	20,291	20%	0,079	0,075	17,844	1,30E+06	1,167E-02	5,054	5,054	0,212	1,331	5,81E+05	0,878	1,281E-02	0,026	0,181	0,045	0,252	5,305	12,785
4a e 4b	25,596	22%	0,089	0,075	20,042	1,46E+06	1,149E-02	6,281	6,281	0,300	1,888	8,24E+05	0,878	1,207E-02	0,049	0,364	0,091	0,503	6,784	19,569
5a e 5b	32,380	25%	0,100	0,075	22,542	1,64E+06	1,133E-02	7,831	7,831	0,400	2,514	1,10E+06	0,877	1,152E-02	0,083	0,645	0,161	0,889	8,720	28,289
Σ	41,100	100%	0,400		18,10184															

carga pressão necessária [m] 50,702

### Vazão Total do Emissário - 500 L/s

Orifício N°	H riser	Q % 2 orifícios	Q um riser	Diametro riser	V riser	Rey riser	f riser	DH dist riser	DH tot 1 riser	Q tub	V tub	Rey tub	Cd verificação	f tub	DH dist tub	DH loc tê/cot90	DH loc estreit	DH total tub	DH tot	DH tot acum
1a e 1b	22,263	16%	0,080	0,075	18,108	1,32E+06	1,164E-02	5,194	5,194	0,080	0,503	2,20E+05	0,880	1,529E-02	0,004	0,012	0,006	0,022	5,217	5,217
2a e 2b	27,480	18%	0,089	0,075	20,118	1,46E+06	1,149E-02	6,326	6,326	0,169	1,062	4,63E+05	0,879	1,332E-02	0,017	0,115	0,029	0,161	6,487	11,704
3a e 3b	33,967	20%	0,099	0,075	22,367	1,63E+06	1,134E-02	7,717	7,717	0,268	1,683	7,35E+05	0,878	1,230E-02	0,040	0,289	0,072	0,401	8,118	19,822
4a e 4b	42,085	22%	0,110	0,075	24,897	1,81E+06	1,119E-02	9,440	9,440	0,378	2,375	1,04E+06	0,878	1,162E-02	0,074	0,575	0,144	0,794	10,234	30,056
5a e 5b	52,319	25%	0,123	0,075	27,760	2,02E+06	1,105E-02	11,588	11,588	0,500	3,146	1,37E+06	0,877	1,111E-02	0,125	1,010	0,252	1,387	12,975	43,031
Σ	65,294	100%	0,500		22,65009															

carga pressão necessária [m] 48,395

### Vazão Total do Emissário - 700 L/s

Orifício N°	H riser	Q % 2 orifícios	Q um riser	Diametro riser	V riser	Rey riser	f riser	DH dist riser	DH tot 1 riser	Q tub	V tub	Rey tub	Cd verificação	f tub	DH dist tub	DH loc tê/cot90	DH loc estreit	DH total tub	DH tot	DH tot acum
1a e 1b	41,419	16%	0,112	0,075	25,288	1,84E+06	1,117E-02	9,721	9,721	0,112	0,702	3,07E+05	0,880	1,436E-02	0,008	0,023	0,013	0,043	9,764	9,764
2a e 2b	51,183	18%	0,124	0,075	28,111	2,04E+06	1,104E-02	11,867	11,867	0,236	1,483	6,47E+05	0,879	1,257E-02	0,031	0,225	0,056	0,312	12,179	21,944
3a e 3b	63,362	20%	0,138	0,075	31,278	2,28E+06	1,091E-02	14,518	14,518	0,374	2,352	1,03E+06	0,878	1,164E-02	0,073	0,565	0,141	0,779	15,296	37,240
4a e 4b	78,659	22%	0,154	0,075	34,849	2,53E+06	1,078E-02	17,815	17,815	0,528	3,320	1,45E+06	0,877	1,102E-02	0,138	1,125	0,281	1,544	19,359	56,599
5a e 5b	98,017	25%	0,172	0,075	38,902	2,83E+06	1,066E-02	21,950	21,950	0,700	4,401	1,92E+06	0,876	1,056E-02	0,232	1,976	0,494	2,702	24,652	81,251
Σ	122,669	100%	0,700																	

carga pressão necessária [m]

### Vazão Total do Emissário - 1000 L/s

Orifício N°	H riser	Q % 2 orifícios	Q um riser	Diametro riser	V riser	Rey riser	f riser	DH dist riser	DH tot 1 riser	Q tub	V tub	Rey tub	Cd verificação	f tub	DH dist tub	DH loc tê/cot90	DH loc estreit	DH total tub	DH tot	DH tot acum
1a e 1b	86,023	16%	0,161	0,075	36,420	2,65E+06	1,073E-02	19,368	19,368	0,161	1,012	4,42E+05	0,880	1,344E-02	0,016	0,047	0,026	0,089	19,457	19,457
2a e 2b	105,480	18%	0,178	0,075	40,329	2,93E+06	1,062E-02	23,505	23,505	0,339	2,132	9,30E+05	0,879	1,183E-02	0,061	0,464	0,116	0,641	24,146	43,603
3a e 3b	129,626	20%	0,198	0,075	44,708	3,25E+06	1,052E-02	28,598	28,598	0,537	3,374	1,47E+06	0,878	1,099E-02	0,142	1,161	0,290	1,594	30,191	73,794
4a e 4b	159,817	22%	0,219	0,075	49,642	3,61E+06	1,041E-02	34,916	34,916	0,756	4,753	2,07E+06	0,877	1,044E-02	0,267	2,305	0,576	3,148	38,065	111,859
5a e 5b	197,882	24%	0,244	0,075	55,238	4,02E+06	1,032E-02	42,823	42,823	1,000	6,287	2,74E+06	0,876	1,002E-02	0,449	4,033	1,008	5,491	48,314	160,173
Σ	246,196	100%	1,000																	

carga pressão necessária [m] 180,264

### Vazão Total do Emissário - 1500 L/s

Orifício N°	H riser	Q % 2 orifícios	Q um riser	Diametro riser	V riser	Rey riser	f riser	DH dist riser	DH tot 1 riser	Q tub	V tub	Rey tub	Cd verificação	f tub	DH dist tub	DH loc tê/cot90	DH loc estreit	DH total tub	DH tot	DH tot acum
1a e 1b	196,243	16%	0,243	0,075	55,004	4,00E+06	1,032E-02	42,477	42,477	0,243	1,528	6,67E+05	0,880	1,251E-02	0,033	0,107	0,060	0,200	42,676	42,676
2a e 2b	238,920	18%	0,268	0,075	60,691	4,41E+06	1,023E-02	51,282	51,282	0,511	3,214	1,40E+06	0,879	1,108E-02	0,130	1,054	0,263	1,447	52,729	95,406
3a e 3b	291,649	20%	0,296	0,075	67,054	4,88E+06	1,015E-02	62,095	62,095	0,807	5,076	2,22E+06	0,878	1,033E-02	0,302	2,630	0,657	3,589	65,684	161,090
4a e 4b	357,333	22%	0,328	0,075	74,222	5,40E+06	1,007E-02	75,484	75,484	1,135	7,138	3,12E+06	0,877	9,842E-03	0,569	5,199	1,300	7,068	82,551	243,641
5a e 5b	439,885	24%	0,364	0,075	82,350	5,99E+06	9,994E-03	92,215	92,215	1,499	9,426	4,11E+06	0,876	9,475E-03	0,954	9,065	2,266	12,286	104,501	348,143
Σ	544,386	100%	1,499																	

carga pressão necessária [m] 834,334



Vazão Total do Emissário - 2000 L/s

Orifício N°	H riser	Q % 2 orificios	Q um riser	Diametro riser	V riser	Rey riser	f riser	DH dist riser	DH tot 1 riser	Q tub	V tub	Rey tub	Cd verificaçã o	f tub	DH dist tub	DH loc tê/cot90	DH loc estreit	DH total tub	DH tot	DH tot acum
1a e 1b	352,255	16%	0,326	0,075	73,701	5,36E+06	1,008E-02	74,467	74,467	0,326	2,047	8,94E+05	0,880	1,191E-02	0,057	0,192	0,107	0,356	74,823	74,823
2a e 2b	427,078	18%	0,359	0,075	81,152	5,90E+06	1,000E-02	89,644	89,644	0,684	4,301	1,88E+06	0,879	1,059E-02	0,222	1,888	0,472	2,582	92,226	167,049
3a e 3b	519,305	20%	0,395	0,075	89,486	6,51E+06	9,936E-03	108,256	108,256	1,079	6,787	2,96E+06	0,878	9,912E-03	0,518	4,701	1,175	6,393	114,650	281,699
4a e 4b	633,954	22%	0,437	0,075	98,872	7,19E+06	9,871E-03	131,282	131,282	1,516	9,534	4,16E+06	0,877	9,460E-03	0,975	9,274	2,319	12,568	143,850	425,549
5a e 5b	777,804	24%	0,484	0,075	109,516	7,97E+06	9,807E-03	160,036	160,036	2,000	12,576	5,49E+06	0,876	9,127E-03	1,636	16,138	4,034	21,809	181,845	607,394
Σ	959,649	100%	2,000																	

carga pressão necessária [m] 1468,023